



TITLE:

貯水池土砂管理手法とダム計画・
管理への適用に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

高田, 康史

CITATION:

高田, 康史. 貯水池土砂管理手法とダム計画・管理への適用に関する研究. 京都大学, 2006, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2006-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k12268>

RIGHT:

貯水池土砂管理手法と
ダム計画・管理への適用に関する研究

2005 年 11 月

高田 康史

目 次

第 1 章 序 論	1
1.1 研究背景と研究目的	1
1.1.1 貯水池土砂管理の現状	1
1.1.2 今後の貯水池土砂管理と本研究の目的	5
1.2 本論文の構成	7
参考文献	9
第 2 章 貯水池内の微細粒土砂の流動制御に関する研究	10
2.1 概 説	10
2.2 モデル貯水池による微細粒土砂流動特性の検討	12
2.2.1 数値解析手法	12
2.2.2 検討パラメータの設定	16
2.2.3 計算結果ならびに流動特性に関する考察	22
2.3 小渋ダムにおけるケーススタディ	29
2.3.1 ケーススタディの概要	29
2.3.2 流動制御に関する検討	32
2.4 密度流排出に関する考察	38
2.4.1 我が国のダム放流管設置標高の整理	38
2.4.2 密度流排出の適用性について	43
2.5 結語	44
参考文献	46
第 3 章 排砂バイパスの適用に関する研究	47
3.1 概 説	47
3.2 布引ダム排砂バイパスの設置効果に関する検討手法	49
3.2.1 布引ダム貯水池ならびに排砂バイパスの概要	49
3.2.2 流出土砂量の推定およびバイパストネルの影響	52
3.3 布引ダム排砂バイパスの設置効果の定量的評価	55
3.3.1 定数の同定	55
3.3.2 バイパスによる土砂管理効果の定量的評価	59
3.4 排砂バイパスの適用に関する検討	63
3.4.1 排砂バイパス事業のモデル化	63
3.4.2 排砂バイパスの水理条件および排砂条件	67
3.4.3 排砂バイパスの成立条件に関する検討	70
3.5 結語	72
参考文献	73

第 4 章 フラッシング排砂の適用に関する研究	74
4.1 概 説	74
4.2 RESCON モデルの概要	76
4.2.1 SBR (Sediment Balance Ratio)	76
4.2.2 LTCR (Long Term Capacity Ratio)	76
4.2.3 フラッシング排砂量の推定方法	78
4.3 フラッシング排砂の適用に関する検討	80
4.3.1 RESCON モデルの改良	80
4.3.2 計算結果ならびにフラッシング排砂特性	89
4.4 一次元河床変動計算によるフラッシング排砂シミュレーション	93
4.4.1 河床変動計算条件	93
4.4.2 計算結果	97
4.5 結語	101
参考文献	102
第 5 章 治水利水分離型ダム事業の適用に関する研究	103
5.1 概 説	103
5.2 治水利水分離型ダム事業に関する検討	104
5.2.1 ダム事業のモデル化	104
5.2.2 検討条件	110
5.2.3 分離型ダム事業の適用に関する検討	114
5.3 結語	119
参考文献	120
第 6 章 我が国のダム計画・管理への適用に関する研究	121
6.1 概説	121
6.2 貯水池土砂管理のフィージビリティ評価に関する検討	122
6.2.1 土砂管理手法の選定基準に関する検討	122
6.2.2 各土砂管理手法の組合せによる土砂管理に関する考察	134
6.2.3 ダム計画・管理への適用に関する考察	135
6.3 結語	139
参考文献	140
第 7 章 結 論	141
謝 辞	145

第 1 章 序 論

1.1 研究背景と研究目的

1.1.1 貯水池土砂管理の現状

我が国の国土は、構造線等の断層が多く分布している上、山岳地帯も急峻で、かつ崩壊地を多く抱えている。また、年間平均降雨量が 1,700mm 程度と多い上、河川が急勾配であるため、中部地方を中心に、世界的に見ても土砂生産の盛んな特性を有している。

このような国土条件の下、近年の河川における重要な関心事項の一つとして、流域全体を視野に入れた総合土砂管理が挙げられる^{1), 2)}。今日では、河川に関わる各分野から様々な土砂問題が報告されており、『水の世紀』と喻えられる 21 世紀を迎えた今、流域の土砂管理は我々に与えられた迅速かつ早急に解決すべき重要課題の一つである。中でも通常のダム貯水池は、河川流を一旦貯留し、上流からの流入土砂を多量に捕捉してしまうといった特性を有しており、流域内での土砂管理の際のキーポイントとなる。つまり、貯水池による土砂捕捉は、ダム堤体の安全性低下や貯水池機能自身の低下を招いてしまうばかりでなく、下流域（河川域や海岸域）への供給土砂減少に伴い自然環境へインパクトを与えてしまうため、ダム貯水池は土砂管理が強く望まれる舞台である。ゆえに、流域内の至るところで生じている土砂問題は、『流域一貫』の大きな観点からは全て同一の問題であると捉えることができ、根本的な原因は「ダムによる流砂の連続性の遮断」にあるといえる。従って、次世代に残すべき健全な水資源の持続的管理、あるいは『流砂系』の連続性の確保が可能となる総合的な土砂管理を実現するためには、持続可能かつ適切なダム貯水池の土砂管理を実施することが必要不可欠である（『流砂系』とは、従来の水の移動による水系に対して山地から海岸域までの範囲における土砂動態に着目したものであり、今後、総合的な土砂管理を推進する上で重要な思想である）。

また他方で、建設後半世紀を超えるダムが増えてきたことや、多目的ダムのように貯水容量の維持が不可欠なダムが多くなってきていること、さらには、最近の環境問題への関心の高まりや経済の低成長時代への変化から、これまでどおりのペースでダムの新規開発を進めることは非常に困難となってきたこと、既存ダム貯水池の長寿命化や有効活用も重要な政策課題となってきたこと。

今、日本における貯水池土砂管理は新たな時代に踏み込みつつある。従来からの貯水池内の浚渫・掘削などの一時避難的な対策ではなく、ダム貯水池に流入する土砂を極力下流に通過させて、恒久的に貯水池内堆砂量を軽減させることを目的とした「如何に土砂を捕捉しないか」を主眼とする抜本的な貯水池内の土砂管理が望まれている。また、これら恒久的な貯水池土砂管理手法は、その期待性や必要性より、多数ではないものの日本の各地で実施されつつある。黒部川水系宇奈月ダムや出し平ダム（フラッシング排砂）、天竜川水系美和ダムや新宮川水系旭ダム（排砂バイパス）などは、先進的に実施されている恒久的貯水池土砂管理手法の事例であり、それぞれ一定の成果をあげている^{3), 4), 5)}。

以上のように、現在日本が抱えている流域内土砂問題や既存ストックの有効活用の観点、あるいは健全な水資源の維持の観点からも、今後とも持続可能な貯水池土砂管理を強力に推進してい

くことは必然であり、貯水池内土砂管理は流域内における最重要事項の一つである。

また、これら貯水池土砂管理の問題は、我が国に限らず、発展途上国においても深刻な問題となっている^{6),7),8)}。これら発展途上国諸国は、経済面、技術面において、必ずしも十分な貯水池土砂管理が実施できる状態とはいえない。これらの問題に対しては、我が国を含む土砂管理の先進事例を有する国々が技術開発を行い、全世界規模で土砂管理技術を伝達していく必要があるものと考えられる。

以下に、貯水池土砂管理手法の現状を整理する。

貯水池における排砂技術は、下記のとおり「機械的排砂技術」と「水理的排砂技術」に大別される。

機械的排砂：直接的に機械を用いて堆積土砂を除去する排砂方法 水理的排砂：水理的な流送力により堆積土砂を排出する方法
--

上記のそれぞれについて、具体的な排砂技術を表 1 - 1 に整理する。

これら排砂技術の中で、現在、我が国の多目的ダムで最も一般的に実施されているのは、「掘削」、「浚渫」、「貯砂ダム」である。これらの排砂技術は、貯水池あるいは貯砂ダム上流で土砂を一旦捕捉し、堆積した土砂を機械により除去する手法で、過去より多くの実績がある。しかし、貯水池を持続的に使用するためには、機械を使用した「堆積 除去 堆積 除去」のサイクルを永久に繰り返す必要がある。よって、これらの手法は、維持管理の面で持続が困難である上、土砂除去の度に、除去作業の間中は常時機械の使用を必要とするため、周辺の自然環境に対しても好ましい手法とはいえない。またさらに、これら一次避難的な排砂技術は、「貯水容量の確保」を直接の目的としたものであり、実施の有無にかかわらず貯水池から下流への供給土砂量を減少させ流砂の不連続性を引き起こすため、前述した『流砂系』の観点からは土砂問題の根本的な解決策にならない。

「排砂門」、「単管排砂」、「渦動管排砂」は、利水ダムや電力ダムにおいて、多くの採用事例がある。しかし、これらの排砂は、いずれも局所的な排砂を目的としたものであり、多目的ダムに比べて貯水池容量の減少が致命的な問題とならない発電専用ダムにおいて採用実績が多い。これらは、貯水容量確保や下流への土砂供給の観点よりもむしろ、取水口の埋設防止を主目的とし設置された排砂設備である。このため、流域全体の土砂収支スケールと比較しても、抜本的な貯水池土砂問題の解決をもたらす手法にはなりえない。

一方、「フラッシング排砂」、「治水専用ダム」、「排砂バイパス」等は、“貯水池の持続的活用”および“流砂系の連続性確保”の両面を抜本的に目指した恒久的な排砂技術であり、前述した背景の下、近年注目を集めている先進的な技術である。しかしながら、これら恒久的な排砂技術は、世界的にみても適用事例数が十分とはいえない。また、我が国でも数箇所の適用事例があるものの、実際には実施のための運用基準や設計基準等がなく、今後、更なる研究調査の実施により、各技術の定量的な評価と適用手法の確立が最重要であると考えられる。

また、表 1 - 1 のうち、「下流河川還元」については、掘削等（機械的排砂）により貯水池内の

堆積土砂を除去した後，その土砂をダム下流部に置土し，洪水時に下流側へ土砂供給（水理的排砂）を行うものであり，機械的と水理的の区分では中間的な特性を有する．これは，『流砂系』の思想より，従来の「土砂掘削　廃棄処理」から「掘削　下流へ土砂還元」と，貯水池より下流域への土砂供給を積極的に目指したものである．ただし，現状では，我が国において各地で試験的に実施され始めたところであり，今後本格化していく段階である．

以上が，貯水池土砂管理手法の現状である．これらの整理結果からもわかるように，現状では，従来から実施されてきた「貯水容量の確保」を目的とした管理手法が主流であり，今後は，恒久的な管理手法（フラッシング排砂，排砂バイパス，治水専用ダム，等）の採用実績を積み重ね，本格導入を推進していく必要がある．

恒久的な排砂技術の更なる本格導入に向けては，技術的検討のみならず，今後は下記の点が重要であると考えられる．

- a) 貯水池の土砂管理を実施することの社会的なコンセンサスの確立
- b) 貯水池土砂管理の事業評価手法の確立（土砂管理効果の金銭化）
- c) 関連機関との合意形成
- d) 関連する法制度の整備
- e) 排砂技術のための運用基準および設計基準の整備

表 1 - 1 貯水池土砂管理手法の概要

大 別	排砂手法	概 要	実績ダム事例
機械的排砂	掘削	洪水期の水位低下時に有効容量内の堆積土砂をバックホウ等の重機により土砂の除去を行う。	美和ダム, 牧尾ダム 八久和ダム 等
	浚渫	貯水池内の堆積土砂をグラブ船等により土砂の除去を行う。	佐久間ダム, 秋葉ダム 井川ダム, 美和ダム 等
	貯砂ダム (掘削・浚渫)	流入土砂の捕捉を目的に, 貯水池上流端に堰堤を設置する。また, 恒久的に活用するため, 水位低下時に貯砂ダム上流部の堆積土砂を掘削する。	釜房ダム, 五十里ダム 小洪ダム, 二瀬ダム 等 平成 13 年現在: 国内 57 ダムで設置
機械・水理的排砂	下流河川還元	貯水池に堆積した土砂を適切に採取した上で(質と量を考慮し掘削), 治水・環境上問題のない下流河川に運搬・置土し, 洪水時に下流に流下させる。	長安口ダム, 二瀬ダム 秋葉ダム, 三春ダム, 浦山ダム 長島ダム, 下久保ダム, 布目ダム 等 いずれも試験施工
水理的排砂	フラッシング 排砂	貯水池内の水位を低下させ貯水池内を開水路状態にし, 流水の掃流力を利用して排砂する。	宇奈月ダム, 出し平ダム ゲビエダム, ベルアダム(スイ) カトドミゴダム(ベネズエラ) 等
	治水専用ダム	自然調節方式のオリフィスを河床標高に設置することにより, 常時の土砂遮断を防ぐと共に, 洪水後期には流水の掃流力を利用して排砂する。	益田川ダム(工事中) 三笠ぼんべつダム(計画中) 西ノ谷ダム(計画中) 等
	スルーシング	洪水期に低水位を維持することにより, 流入土砂を貯水池内での捕捉率を低減させ, 土砂を下流に排砂する。	鯖石川ダム, 三門峡ダム 三門峡ダム(建設中)(中国) 阿公点ダム, 尖埤ダム(台湾) Old Aswanダム(エジプト) 等
	排砂バイパス	貯水池上流端に分派堰を設置し, 洪水時には, 流入土砂の多くをトンネルにより貯水池をバイパスさせ下流に通過させる。	旭ダム, 美和ダム 松川ダム(建設中), 布引ダム フーシェン貯水池(中国) Egschi, Palagnedra, Pfaffensprung, Rempen, Runcahez(スイス) 等
	排砂門	排砂門前面に堆積した土砂の局所的な排砂を目的として開水路流れによる掃流力で排砂をする。	千頭ダム, 小屋平ダム, 今渡ダム 仙人ダム 等 利水ダムに事例が多い
	密度流排出	洪水時に流入してくる微細粒土砂が形成する貯水池内の密度流(濁水)を制御し, 効率良く細流土砂を排出する。	Hoover ダム(アメリカ) 三門峡ダム, 小浪底ダム(中国) Nebeur ダム(チュニジア) 等
	単管排砂	堤体内に敷設した単管を使用し, 堤体直上流に堆積した土砂を流水と共に局所的に排砂する。	井川ダム 等
	渦動管排砂	単管を堤体前面まで延長して敷設し, 単管に設けたスリットより, 土砂を流水と共に局所的に排砂する。	藤井川防災ダム (貯水池流入部における事例)
	水圧差土砂吸引 排除システム	水圧差を利用して(サイフォン), 土砂を流水と共に排砂する。	田家湾ダム(中国) Alonia ダム

1.1.2 今後の貯水池土砂管理と本研究の目的

前節では、貯水池土砂管理の現状を整理し、今後は持続可能な恒久的貯水池土砂管理の本格導入が望まれることを論じた。持続可能な貯水池土砂管理が必要となる理由を改めて整理すると下記のとおりである。

- a) 堆砂の進行に伴う取水設備の埋設を防止し、ダム機能上の安全を確保する。
- b) 背砂の影響による貯水池上流端での流下能力低減を防止し、治水上の安全を確保する。
- c) ダム貯水池自体の貯水機能を維持し、次世代に渡る健全な水資源を確保する。
- d) 流砂系における総合的な土砂管理の要として、土砂を流すダムを実現する。

ここで、a)～c)は、ダム貯水池内や上流端の河道に土砂が堆積して、ダム管理設備や河道の流下能力およびダム本来の貯水機能に対して悪影響が及ぶものであり、ダム貯水池が単独で抱える問題と考えることができる。

この中でも、c)については比較的近年顕在化してきている問題である。これまでは、如何にダム新規開発を進捗させるかに思想の重点が置かれてきたことや、通常のダム計画・設計では100年間分の堆砂容量を確保した貯水池規模とすることから、ダム設置後、ただちにc)が問題となることが少なかったためである。さらには、比較的歴史の古い発電専用ダムでは貯水容量の絶対量が致命的な問題となることが少なかったことから、貯水池土砂問題として本格的に議論されてこなかったことも一因である。ここで、世界におけるダム貯水池容量に着目してみると、新規のダム建設により容量が開発される一方で、平均0.52%/年の速度でその容量が失われており、仮に新規開発容量が全く見込まれなければ2100年には約1/2以下までに貯水池容量が減少してしまうことになる⁹⁾。また、我が国においても、100万 m^3 以上の貯水容量を有する日本全国の729ダムについて調査が実施された結果、1994年3月末現在、総貯水容量約173億 m^3 に対する総堆砂量は約12億 m^3 で、1ダム当たりの総貯水容量に占める堆砂量の平均割合（全堆砂量）は6.9%である¹⁰⁾。これを1ダム当たりに換算すると、総貯水容量2,376万 m^3 に対し、163万 m^3 の土砂が堆積している計算になる。さらに容量損失速度で評価すれば、全国平均で0.24%/年であり、特に堆砂問題の深刻な中部地方に限定すれば、平均0.42%/年とかなり高い値となっている⁹⁾。このように、全世界的に過去に多数建設されたダム貯水池において、土砂の堆積は踏みとどまることなく確実に進行しており、貴重な水資源を圧迫し続けている。

d)は、前述したように、『流砂系』のキーワードの下、近年最も重要視されている分野であり、ダム貯水池のみならず、従前河道における正常な土砂動態の観点から貯水池土砂管理手法を考えるものである。d)については、土砂供給域となる山地部から中流、下流域の河道、さらには海岸域までを含めた広域的なエリアを一つの「系」として捉え、流域全体の理想的な土砂動態を実現するための貯水池土砂管理手法といった観点から検討することが重要である。参考として、日本全体の土砂収支の概略を図1-1に示す²⁾。山地部から生産される年間土砂量は約2億 m^3 に上るが、1億 m^3 はダム等に捕捉され、残りの1億 m^3 が下流河川へ流出している。現在、日本の海岸線約3万4000kmのうち侵食海岸は約60%に達し、さらに、その約40%がダム堆砂を含む河川からの土砂供給量の減少が関係しているといわれる。

以上が、貯水池土砂対策が必要となる理由である。しかし一方で、流域内にダムを設置した場合、設置前後で流砂の原動力となる河川の掃流力（流量）が変化すること、さらにはそれに伴い河川の生物生息環境が変化すること、等を勘案すると、流域毎に「理想的な土砂動態の姿」が異なってくることは必然である。従って、今後の貯水池土砂管理は、単に「なるべく下流に土砂を供給すること」を目指す管理形態よりも、さらに一步踏み込んだ管理形態を目指すべきである。つまり、山間部と平野部の境界部に設置されるダム貯水池を流砂系のコントロールポイントとして位置付け、ダム貯水池により土砂の「量」と「質」を踏まえた土砂動態コントロールが可能なシステムを構築する必要がある。今後の未来を見据えた貯水池土砂管理は、「如何に土砂を捕捉しないか」の思想を越えて、「如何に下流へ土砂を補給するか」の観点が必要となってくるものと考えられる。

現在、我が国の各地の流域において、スクラップアンドビルドからストックメンテナンスへの思想転換の下、既存ストックの有効利用を主眼とした「ダム再編、ダム再開発」の計画（流域内の状の変化を踏まえ、利水、治水、環境などの多様なニーズに応じ、既設ダムの容量について現在時点における最適な再配分を検討）が急激に進行している。この際、前述した理由により、持続可能な恒久的貯水池土砂管理手法の適用が強く望まれる。しかしながら、従来までの恒久的土砂対策手法の適用に着目すると、「最適な恒久的土砂対策手法選定」の観点からは、漠然とした判断指標で手法選定が実施されてきたといわざるを得ない。これは、時間的な制約により各土砂対策手法を詳細に検討できないこと、恒久的土砂対策手法の実績が少なかったこと、さらには最適な恒久的土砂対策手法選定の指標がなかったこと、等が挙げられる。

以上の背景を踏まえ、本研究では、新規ダム計画の土砂対策のみならず既存ダムの再編・再開発計画の際に必要な土砂対策も対象に、今後の貯水池土砂管理の鍵となる持続可能な恒久的貯水池土砂管理手法に着目し、有意かつ定量的な判断指標の下、適切な土砂対策手法選定のための評価ツールの構築を目的としている。次頁に本論文の構成を示す。

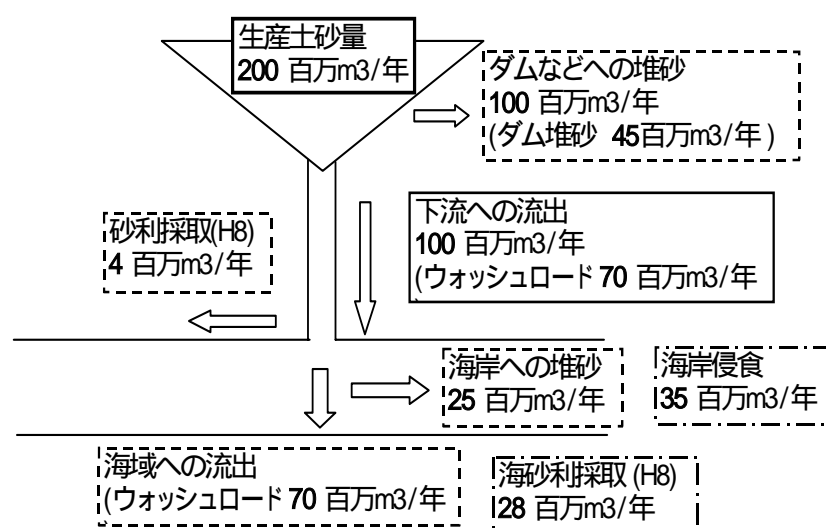


図 1 - 1 日本の土砂収支 2)

1.2 本論文の構成

本論文が研究対象とする恒久的な土砂対策手法は、表 1 - 1 に示すもののうち、今後のダム再編や再開発を含むダム計画・管理への適用を考慮した、a) 密度流排出、b) 排砂バイパス、c) フラッシング排砂、d) 治水利水分離型ダム事業（多目的ダムの治水専用ダム化と利水ダム新設）、の 4 手法である。これらの貯水池土砂管理手法に対して、それぞれの対策手法が適する条件、ならびに実河川への適用性に関して検討を実施する。

まず、第 2 章では、洪水時において貯水池に流入してくる濁水（微細粒土砂）の制御手法ならびに細流土砂の捕捉を低減させるための方策（効率的な排出方法）に関して検討を行う。微細粒土砂は、砂礫に比べてリサイクル資源としての利用が困難であるだけでなく、貯水池内の濁水長期化の主因となる等、貯水池の土砂管理上の大きな障害となる。また近年では、下流域に対する栄養塩や有機物等の供給源として微細粒土砂の意義が再認識されてきており、微細粒土砂の制御は、土砂管理面のみならず河川環境面からも重要な事項である。ここで、多目的ダムには高圧の洪水調節用放流管が設置されており、これを効果的に使用することにより、微細粒土砂の早期排出が行える可能性がある。本章では、流下方向と鉛直方向の濁水流動を対象とした鉛直 2 次元濁水シミュレーション（移流拡散シミュレーション）を実施することにより、密度流排出に大きな影響を与えるパラメータを究明するとともに、その結果を踏まえた密度流排出の可能性について検討する。また、得られた結果の検証として、実際のダム貯水池（天竜川水系：小洪ダム）においてもケーススタディを実施し、密度流排出の可能性について検討する。さらに、密度流排出の際に、重要なパラメータとなる放流管設置標高に関しては、我が国のダムを対象に設置標高を調査整理し、放流管設置高さの下限値を考察した。

次に、第 3 章では、排砂バイパスの適用が効果的な条件に関する検討を行う。排砂バイパスは、運用時に水位低下を伴わないことからリスクの低い土砂管理手法である。また、設置工事自体も水位を低下することなく、実施することができるため、ダム再開発やダム再編等、既設のダム堤体の際には有利な対策となる。一方では、排砂バイパスは持続可能な貯水池土砂管理手法として注目されているが世界的にも適用事例が少なく、バイパス設置効果の定量的評価はほとんどなされていない状況にある。本章では、我が国最古の重力式コンクリートダムである布引ダムに設置されている排砂バイパスに対する設置効果の定量的評価を行う。また、排砂バイパス事業を簡易的にモデル化することにより、排砂バイパスの対策が従来からの対策手法（掘削・浚渫）よりも経済的に有利となる条件に関して検討する。これにより、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図（ CAP ：総貯水容量、 MAR ：平均年間流入量、 MAS ：平均年間土砂流入量）上にて排砂バイパスの適用が望ましい範囲を図示する。

次に、第 4 章では、フラッシング排砂の適用が効果的な条件に関する検討を行う。フラッシング排砂は、ダム貯水池の排砂効率や排砂効果の条件（地形、水文条件）および下流域に対する環境影響の条件（生物や河床材料・形状に対するインパクトが許容範囲内に収まる）さえ整えば、貯水位の運用と排砂ゲートの設置のみで恒久的な土砂管理が行える手法であり、経済面でも非常に効率的な対策となる可能性を有している。また、世界的にも、数多くの実施例がある。フラッシングを検討するモデルとしては RESCON モデルを使用する。RESCON モデルとは、1999 年 12 月に世界銀行が貯水池の持続的管理の実現可能性の評価を政策レベルで検討するツールとしてスタートさせた RESCON (REServoir CONservation) プロジェクトに採用されているもので、5 つの土砂

管理代替案（a.フラッシング排砂，b.水圧差による土砂吸引法(HSRS)，c.浚渫，d.掘削，e.土砂除去なし）の技術的評価を行い，それを基に経済的に最適な代替案を選択するツールである．本研究では，この評価ツールの一部であるフラッシング排砂評価モデルを検討対象とする．しかし，同フラッシングモデルの定数等は，中国の貯水池における実測値から決定されたものであるため，オリジナルの RESCON モデルをそのまま我が国に適用することは不適當である（排砂量が過大に算出されてしまう）．ここでは，オリジナルの RESCON モデルについて，我が国の貯水池条件にも適用可能なように改良するとともに，改良 RESCON モデルを用いて「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図上にて，フラッシング排砂により貯水池の持続的土砂管理が可能となる範囲を図示する．

次に，第 5 章では，治水・利水分離型ダム事業（多目的ダムの治水専用ダム化と治水ダム新設）の適用が効果的な条件の検討を行う．現在，我が国におけるダム事業の主流は“多目的ダム”であり，多目的ダムは 1 箇所のダムサイトにおいて，治水と利水を同時に達成するダムある．しかし，多目的ダムを建設した場合，そのダム貯水池は常時貯留を行う必要があるため，一般的に土砂を捕捉しやすく堆砂が進行しやすい．そのため，近年では，河床標高に洪水吐きを設置し，積極的な土砂排出を目的とした“治水専用ダム”が注目を浴びている．そこで，土砂管理軽減の観点からすれば，土砂流出量が多い本川には治水専用ダムを設置し，土砂流出量の少ない支川には利水専用ダムを設置し，治水機能と利水機能を分離することで，土砂管理費を含むライフサイクルコストを最小限に抑えることができる可能性がある．また，ダム再編や再開発を対象とすれば，既存の多目的ダムを治水専用ダム化し，治水ダムを新設する事業とすることで，流域内における効率的な治水利水が実現できる可能性がある．ここでは，従来の多目的型ダム事業，および治水・利水分離型ダム事業のそれぞれについて事業をモデル化し，両事業の得失を明らかにするとともに，治水・利水分離型ダム事業の採用が有利となる条件について検討を行う．またこれらに結果を「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図上にプロットし，治水利水分離型ダム事業とする方がライフサイクルコストの面で有利となるダム事業の割合を整理する．

以上の検討成果を基本とし，第 6 章では，本研究で対象とした恒久的貯水池土砂管理手法（排砂バイパス，フラッシング排砂，治水利水分離型ダム事業）の適用範囲を対象に，我が国のダム計画・管理への適用性について考察を行う．ここでは，新規ダム計画に伴う貯水池の土砂管理手法選定，ならびに土砂問題を抱える既設ダムを再編したり，再開発したりする場合の貯水池土砂管理手法選定を想定し，各手法の適用性を複合的な視点より整理し，合理的な意志決定ツールを立案する．ここでは，各貯水池土砂管理手法の適用範囲を図解的に明示し（「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図上で整理），各手法適用の定量的な評価が行えるように工夫する．

第 7 章は本論文の総括であり，貯水池土砂管理手法について明らかにされた事項を整理するとともに，今後，実際に貯水池土砂管理を実施していく上で，本研究の成果を適用する際の留意点等を取りまとめる．

参考文献

- 1) 白鳥昭浩：総合的な土砂管理の推進について，ダム技術，159，pp.35-40，1999.
- 2) 角哲也：日本における貯水池土砂管理，第3回世界水フォーラム，流域一貫の土砂管理（貯水池土砂管理に向けた挑戦）論文集，pp.27-40，2003.
- 3) 高野安二：多目的ダム再開発における洪水（排砂）バイパストンネルの新設計画，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp.65-73，2000.
- 4) 片岡幸毅：旭ダムの排砂バイパスについて，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp.75-82，2000.
- 5) 小久保鉄也：出し平ダムの排砂実績と黒部川の土砂流送に与える影響，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp.99-115，2000.
- 6) G.L.Morris：貯水池土砂管理 - 世界の現状と見通し - ，第3回水フォーラム，流域一貫の土砂管理（貯水池土砂管理に向けた挑戦）論文集，pp.1-11，2003.
- 7) S.Karunaratna：スリランカにおける貯水池土砂管理，第3回水フォーラム，流域一貫の土砂管理（貯水池土砂管理に向けた挑戦）論文集，pp.57-64，2003.
- 8) A.Rusman：インドネシアにおける貯水池土砂管理 - ブランタス川におけるケーススタディ，第3回水フォーラム，流域一貫の土砂管理（貯水池土砂管理に向けた挑戦）論文集，pp.65-74，2003.
- 9) 角哲也：ダム貯水池土砂管理の将来，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp.117-126，2000.
- 10) 鈴木徳行：日本の貯水池土砂管理の現状について，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp.1-15，2000.

第 2 章 貯水池内の微細粒土砂の流動制御に関する研究

2.1 概 説

貯水池内に堆積する微細粒土砂は、砂・礫等に比べてリサイクル資源としての利用が困難であるだけでなく、貯水池内の濁水長期化現象の主因となるなど貯水池土砂管理上の大きな障害となる。また一方、近年では、ダム貯水池の下流域に対する栄養塩や有機物等の供給源としてその意義が再認識されてきている。従って、微細粒土砂の流動特性や制御方法を考察することは、総合土砂管理の観点のみならず、環境保護の観点からも要求されている重要な事項である。

従来の研究では、実際のダム貯水池に対する濁水シミュレーション結果等より、濁水の流動形態および捕捉率に大きな影響を与えるパラメータとして、洪水規模（回転率）や放流管設置標高等が報告されている。しかしながら、それら以外の濁水の流動条件（例えば、河床勾配、SS の粒径、放流形式、水温条件など）が流動形態あるいは捕捉率に与える定量的な影響の大きさは十分に把握されていない状況にあり、これらの検討を実施した研究事例としては著者ら¹⁾があるのみである。

本章では、濁水流動シミュレーションを実施することにより、貯水池や洪水の各諸条件と微細粒土砂の流動特性、および密度流排出を実施する上で重要な指標となる捕捉率との関係について検討および考察を行った。ここでは、まず、人工的に形状を仮定したモデル貯水池により、洪水時の各パラメータ（貯水池形状、洪水回転率、流入 SS 濃度、SS 平均粒径、粒度分布範囲、放流管標高、放流量、流入水温、水温分布等）が貯水池内の微細粒土砂流動特性と捕捉率に与える影響を検討した。次に、得られた結果に対する確認のため、ケーススタディとして、実際のダム（天竜川水系小渋ダム）に対しても濁水シミュレーションを実施した。この際にも、洪水時の各パラメータ（洪水回転率、流入 SS 濃度、放流管標高、放流量等）の条件を変化させ、貯水池内の流動形態を分類するとともに、捕捉率への影響の大きさを検討し、実河川への適用性について考察を行った。

なお、今回使用したプログラムは、土木研究所にて開発された流れ方向と水深方向の流れの変化を対象とする鉛直二次元シミュレーションプログラムである^{2),3)}。

次頁に貯水池内濁水流動のメカニズムの概要および捕捉率の定義を示す。

・貯水池内濁水流動のメカニズムの概要

河川流入水は水深の浅い上流区間では開水路流として流れる。しかし、貯水池への濁水を伴う河川流入水は、ある水深以上まで流下すると、河川水と貯水池内との密度差のために“密度流”として貯水池内を流動する。密度流の流動形態は、貯水池内の水温分布形態に応じ下記のとおり変化する。

- a. 濁水密度<貯水池密度の場合・・・上層密度流
- b. 濁水密度>貯水池密度の場合・・・下層密度流
- c. 貯水池内が躍層を形成しており、貯水池下層の方が河川水温より密度が大きい場合、濁水と同じ密度の層に濁水が入りこむ（特に夏期に発生しやすい）・・・中層密度流

実際には、底面摩擦の効果によって密度流の先端は上方に浮き上がり、下方から貯水池内の清浄な水を取り込むこと、密度流自身が生じさせる先端後方の渦や横断方向の二次的渦によっても周辺の貯水池の清浄水を取り込むことにより、密度流は流下とともに希釈される⁴⁾。

しかし、一方では、密度流自身が有する河床せん断力により湖底に堆積している微細粒土砂の巻き上げが発生し、密度流の流下と共に密度流濃度が高くなるケース⁵⁾も報告されている。

上記のように、微細粒土砂に関する詳細な流動特性については、まだ不明な点が多く、現在は、貯水池内流動シミュレーション技術および現地観測技術共に発展途上の段階にあり、今後、同分野の研究推進が望まれる。

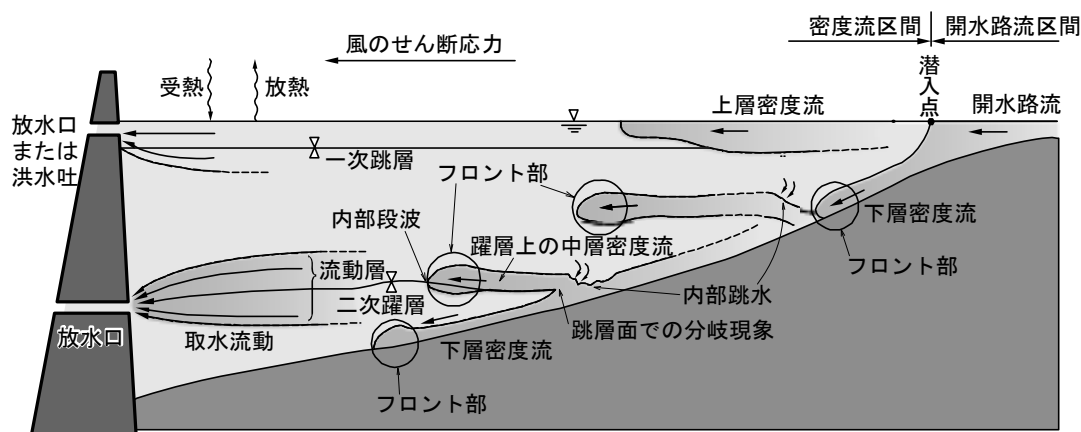


図 2-1 貯水池内濁水流動のメカニズム⁴⁾

・捕捉率の定義

本研究では、微細粒土砂の捕捉率を下記のとおり定義した。これからもわかるように、捕捉率が低いほど、流入してくる微細粒土砂を下流に通過させることになる。このため、捕捉率が低いほど土砂管理上は望ましいと考えられる。

$$\text{捕捉率} = \frac{\text{一洪水が終了した時点での貯水池内に残っている総微細粒土砂量}}{\text{一洪水で貯水池に流入してくる総流入微細粒土砂量}}$$

2.2 モデル貯水池による微細粒土砂流動特性の検討

2.2.1 数値解析手法

通常の河道と異なり，貯水面積に比べて水深が深いダム貯水池では，表層部と底層部で水温が異なる場合が多く，水深方向に温度変化が卓越した水温成層が形成される．また洪水時においては，濁水の流入により，水温および濁水は貯水池内の水深方向と流下方向に顕著な流動形態を示す．これらの挙動を検討するためには，貯水池の流れ方向と水深方向を対象とした鉛直二次元移流拡散解析の実施が効果的である．

なお，近年，貯水池内濁水流動シミュレーションでは，渦動粘性係数の設定手法としては，Richardson 数を用いた設定や $k-\varepsilon$ モデルなどの手法が提案されており，また圧力の設定手法としては，静水圧を仮定する手法および非静水圧のモデルを使用する手法が提案されている⁶⁾．実務レベルでは，解析時間や煩雑さより，一定値や Richardson 数を用いた渦動粘性係数および静水圧仮定が用いられることが多い⁶⁾．本検討においては，各パラメータの影響分析のため，約 100 ケース以上の解析を実施する必要があるため，1 ケースの解析に要する時間に制約があったこと，および既往研究⁷⁾により，同モデルを用いた解析により，出水時のダム貯水池の SS 流動が概ね再現できていることより，渦動粘性係数として一定値，圧力は静水圧近似とした．

また，本解析の特徴を以下に整理する．

- a) 有限体積法による差分法
- b) 各諸量の貯水池横断方向の一様性を仮定
- c) 貯水池内で静水圧分布を仮定
- d) 圧力項以外では密度変化は無視
- e) 渦動粘性係数，水温の拡散係数，濁水の拡散係数は一定値を与える
- f) 微細粒土砂の粒度分布を 5 つの代表粒径で表現し解析を実施

次に，本研究で用いる貯水池鉛直二次元解析の基礎式を以下に示す．

(水の連続式)

$$\frac{\partial UB}{\partial x} + \frac{\partial VB}{\partial y} = 0 \quad (2.1)$$

ここに， x ：流下方向の空間座標， y ：鉛直方向の空間座標， B ：貯水池幅， U ：流下方向幅平均流速， V ：鉛直方向幅平均流速，

(運動方程式)

・ x 方向 (流下方向)

$$\frac{\partial BU}{\partial t} + \frac{\partial BU^2}{\partial x} + \frac{\partial BUV}{\partial y} = -\frac{B}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(BD_{mx} \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(BD_{my} \frac{\partial U}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{wx}}{\rho_0} \quad (2.2)$$

・ y 方向 (鉛直方向) ・ ・ ・ 静水圧の式

$$\frac{\partial P}{\partial y} = -\rho g \quad (2.3)$$

ここに , t : 時間 , ρ_0 : 基準密度 , P : 平均圧力 , D_{mx} : x 方向の渦動粘性係数 ,
 D_{my} : y 方向の渦動粘性係数 , g : 重力加速度 , ρ : 流水密度 , τ_{wx} : 壁面から単位体積当りに流体に作用する x 方向成分の力
 (乱流せん断応力の場合では , 一般的に “ 渦動粘性係数 分子動粘性係数 ”)

(SS 濃度収支式)

$$\frac{\partial BC_i}{\partial t} + \frac{\partial BUC_i}{\partial x} + \frac{\partial B(V + v_{0i})C_i}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(BD_{cx} \frac{\partial C_i}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(BD_{cy} \frac{\partial C_i}{\partial y} \right) \quad (2.4)$$

ここに , C_i : i 番目代表粒径の SS 濃度 , v_{0i} : i 番目代表粒径の懸濁粒子の平均沈降速度 , D_{cx} : x 方向の物質拡散係数 , D_{cy} : y 方向の物質拡散係数

$$v_{0i} = \frac{g(\rho' - \rho)d_i^2}{18\mu} \quad (\text{Stokes 式}) \quad (2.5)$$

ここに , ρ' : 微細粒子の密度 , d_i : i 番目代表粒径粒子の直径 , μ : 粘性係数

(水温収支式)

$$\frac{\partial BT}{\partial t} + \frac{\partial BUT}{\partial x} + \frac{\partial BVT}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(BD_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(BD_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{BH}{\rho_0 C_w} \quad (2.6)$$

ここに , T : 水温 , C_w : 水の比熱 , H : 発生熱量 , D_{Tx} : x 方向の温度拡散係数 ,
 D_{Ty} : y 方向の温度拡散係数 ,

(自由表面の運動学的条件)

$$V_s = \frac{\partial h}{\partial t} + U_s \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.7)$$

ここに， V_s : 自由表面での鉛直方向の幅平均流速成分， U_s : 自由表面での流下方向の幅平均流速成分， h : 水深

(流水密度 を規定する式)

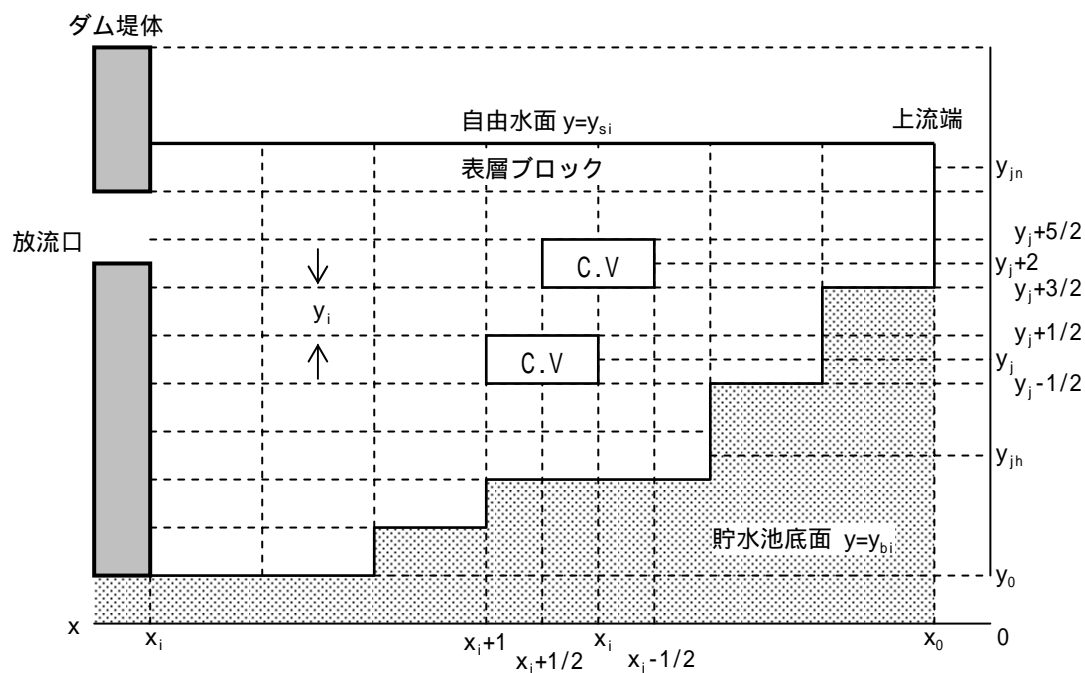
$$\rho = f(C, T) \quad (2.8)$$

ここに， C : 全部の代表粒径を合計した濁水濃度

本解析で使用了定数を表 2 - 1 に，有限要素法の模式図を図 2 - 2 ~ 図 2 - 3 に示す．

表 2 - 1 定数表

定 数	値
X 方向渦動粘性係数	$10 \times 10^{-5} (\text{m}^2/\text{s})$
Y 方向渦動粘性係数	$10 \times 10^{-5} (\text{m}^2/\text{s})$
X 方向温度拡散係数	$10 \times 10^{-5} (\text{m}^2/\text{s})$
Y 方向温度拡散係数	$10 \times 10^{-5} (\text{m}^2/\text{s})$
X 方向物質拡散係数	$10 \times 10^{-5} (\text{m}^2/\text{s})$
Y 方向物質拡散係数	$10 \times 10^{-5} (\text{m}^2/\text{s})$



C.V : コントロールボリューム

図 2 - 2 貯水池の要素分割

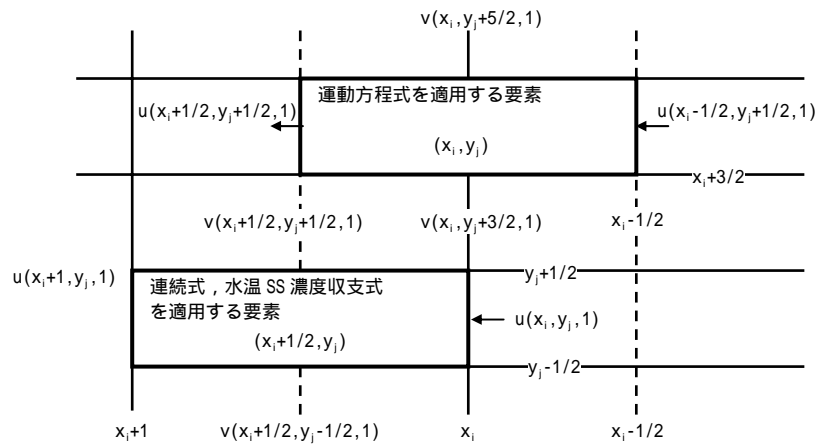


図 2 - 3 基礎方程式を適用する要素

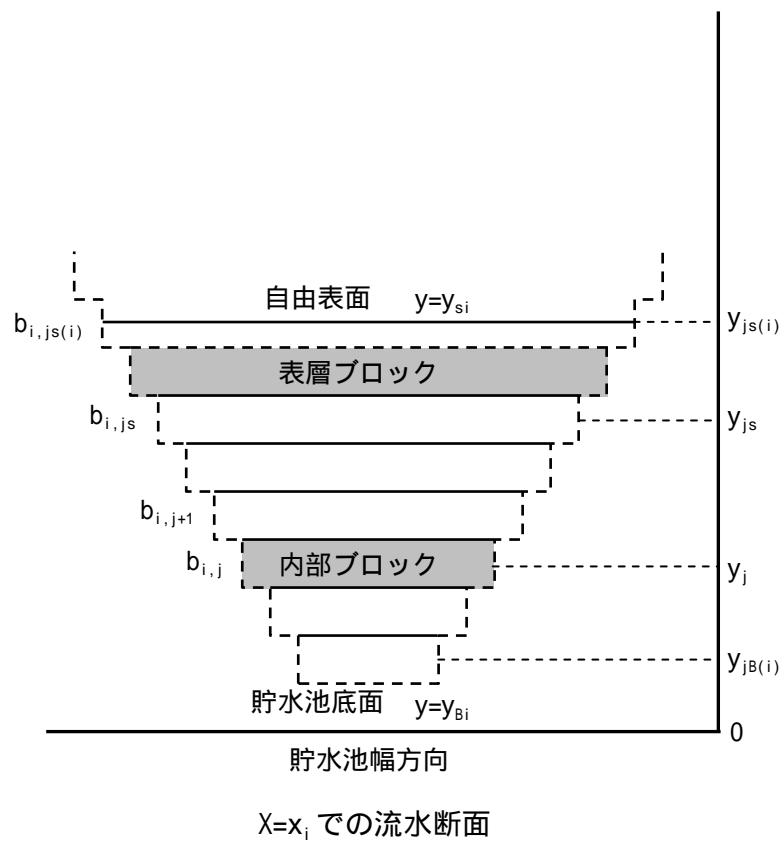


図 2 - 4 流水断面図

2.2.2 検討パラメータの設定

本節の検討では、以下のとおり濁水流動に関する 9 つのパラメータを対象に、微細粒土砂の捕捉に対する影響の大きさを把握することを目的に、モデル貯水池を対象とする検討を実施した。ここで、検討パラメータ設定は、我が国におけるダム貯水池における、標準的な値を中心に、想定される最大規模および最小規模の値の 3 ケースを想定した。これにより、我が国のダム貯水池で想定される微細粒土砂流入時の条件を網羅し、各パラメータの影響の大きさを検討するものとする。

(1) モデル貯水池形状（河床勾配）

本章の検討で使用するモデル貯水池は Atkinson⁸⁾に従い、台形断面の形状の貯水池を想定する。貯水池のモデル化のイメージを図 2 - 5 に、モデル貯水池形状を図 2 - 6 に示す。また、貯水池容量は 15,000 千 m^3 一定とし、河床勾配に関して表 2 - 2 に示す 3 ケースを考える。なお、モデル貯水池の計算要素の大きさは、x 方向（流下方向）=200m、y 方向（鉛直方向）=2m とした。

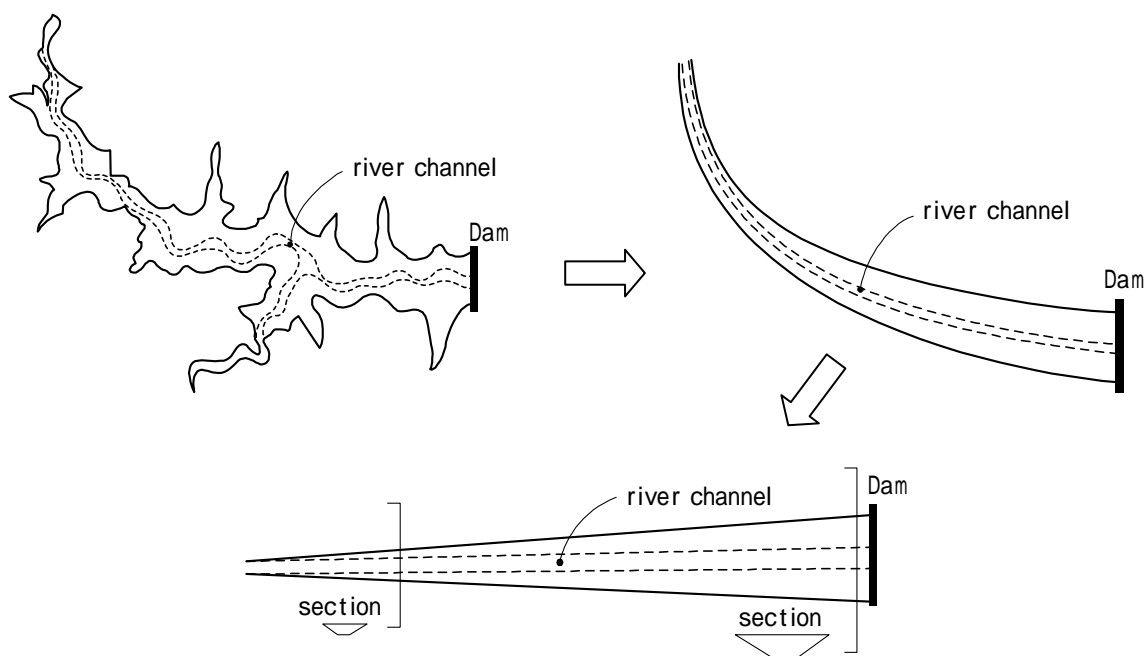


図 2 - 5 貯水池のモデル化イメージ⁸⁾

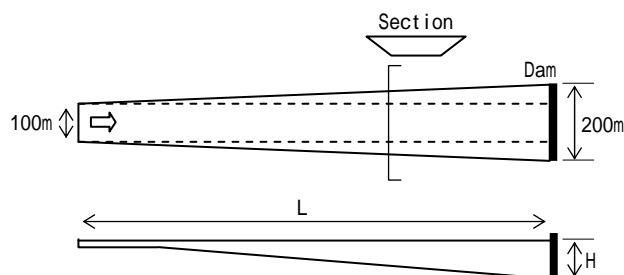


図 2 - 6 モデル貯水池形状

表 2 - 2 貯水池形状設定ケース (V=15,000 千 m³)

	Case1	Case2	Case3
河床勾配 H/L	0.005 (1/200)	0.010 (1/100)	0.015 (1/67)
堤体側水深 H	33.54m	47.43m	58.10m
貯水池長さ L	6,708m	4,743m	3,873m

(2) 洪水規模 (回転率)

検討に用いる流入ハイドロは, 山間部での洪水調査に基づいて Hager⁹⁾ が提案した次式の流入ハイドロモデルを使用した。洪水規模としては回転率に関して表 2 - 3 の 3 ケースを考える。

$$Q(t) = Q_p \left[\frac{t}{t_p} \exp \left(1 - \frac{t}{t_p} \right) \right]^m \quad (2.9)$$

ここに, Q_p : ピーク流入量, t_p : ピーク流入量の発生時刻, m : 定数 (ここでは $t_p=7(\text{hr})$, $m=3$ とした) である。

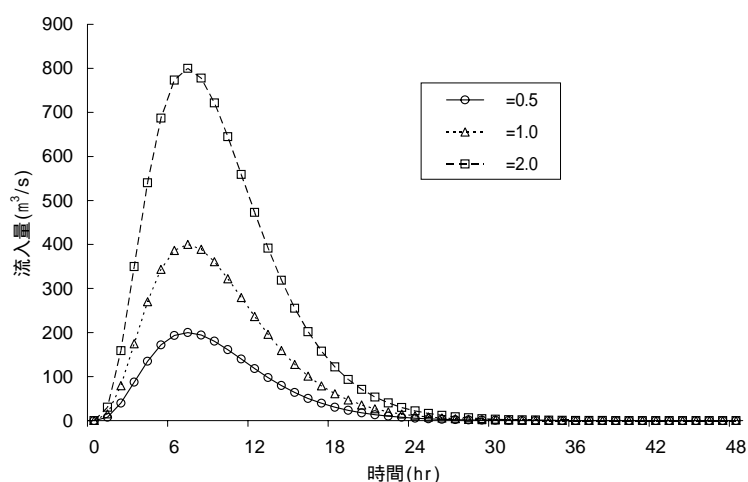


図 2 - 7 流入ハイドロモデル

表 2 - 3 洪水規模設定ケース

	Case1	Case2	Case3
回転率	0.5	1.0	2.0
総流入量(m ³)	7,500,000	15,000,000	30,000,000
ピーク流量(m ³ /s)	200	400	800

(3) 流入 SS 濃度

流入 SS 特性は次式により与える .

$$C = \alpha Q^n \quad (2.10)$$

$$Q_s = \alpha Q^{n+1} \quad (2.11)$$

ここに , C : SS 濃度 (g/m³) , Q_s : SS 輸送量 (g/s) , Q : 流入量 (m³/s) , α, n : 定数である .
ここでは , 上式中の $n=1$ とし , 角ら¹⁰⁾の検討を参考に , 下表のとおり SS ピーク濃度を設定した .

表 2 - 4 流入 SS 濃度設定ケース

		Case1	Case2	Case3
回転率		0.5	1.0	2.0
Qpeak		200	400	800
SS ピーク 濃度 (g/m ³)	=5	1,000	2,000	4,000
	=20	4,000	8,000	16,000
	=40	8,000	16,000	32,000

また , SS 濃度のピーク発生時刻は , 一般に流入量ピークよりも若干早いことが知られており , これを次式のとおり仮定し , 流量と同様に Hager⁹⁾が提案した流入ハイドロモデルより , SS 濃度の時間変化を算出した .

$$\frac{t_{sp}}{t_p} = 0.85 \quad (2.12)$$

ここに , t_{sp} : 濁度のピーク発生時刻である .

(4) SS の中央粒径

本解析では 5 つの SS 粒径に対してシミュレーションを実施する . ここでは , 取り扱いの容易さを考慮し , 対象 SS の粒径の大きさを表すパラメータとして , 5 つの SS 粒径の中央値 (5 種類の値の中央値) を考える .

なお , 柏井¹¹⁾によると , 全国の実績ダムに流入する SS 成分の観測値の平均値は , 表 2 - 5 のとおりであり , ダムサイトにおける SS 成分の粒径としては , 概ね 3 ~ 40 μ m を設定すれば適当であることがわかる .

表 2 - 5 ダムサイトにおける SS 成分の代表粒径 (柏井¹¹⁾)

代表粒径	範囲
d16	3 ~ 6 μ m
d50	10 ~ 20 μ m
d84	20 ~ 40 μ m

以上より，SS 粒径の中央値として $20\mu\text{m}$ を中心に下表のとおり 3 ケース設定する．

表 2 - 6 SS 中央粒径設定ケース

	Case1	Case2	Case3
SS 成分の 中央値(μm)	15	20	30

(5) 粒度分布の範囲

本検討ではある全体の SS 濃度に対し，それらを 5 等分してそれぞれの粒径の SS 濃度とした．ここで，SS 成分の分布範囲を，その広がりに応じて下表のとおり設定する．また，柏井¹¹⁾の調査結果も併せて図示する．

表 2 - 7 SS 粒径分布ケース設定（対象粒径の間隔 d ）

Case1：均一粒径	Case2：狭い分布	Case3：広い分布
$d=0.00\mu\text{m}$	$d=3.75\mu\text{m}$	$d=7.50\mu\text{m}$

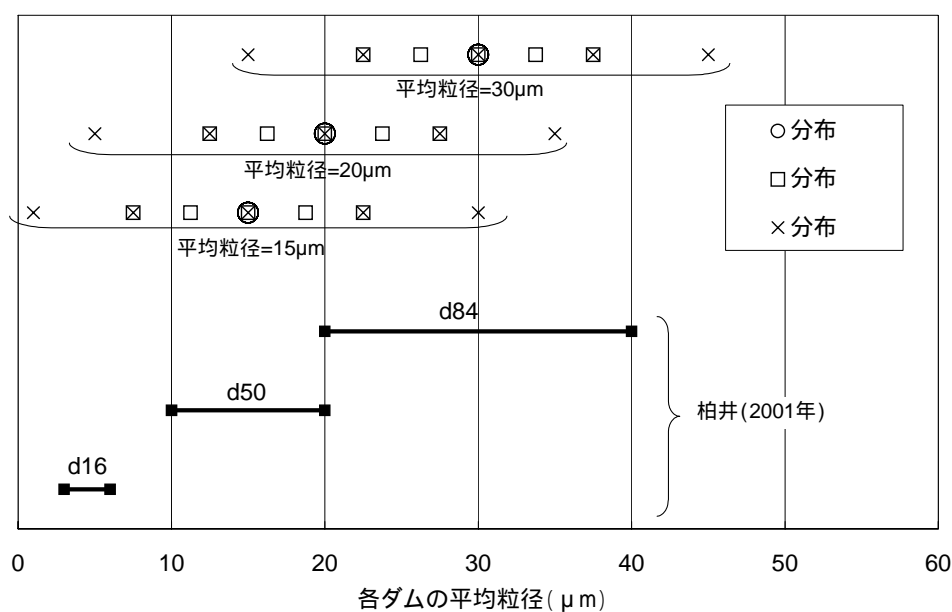


図 2 - 8 SS 粒径分布ケース

(6) 放流管設置標高

放流管の設置標高は，ダム地点の河床高から放流管敷高までの高さ d を水深 H で無次元化した量 d/H をパラメータとする．

表 2 - 8 放流管設置標高ケース設定

	Case1	Case2	Case3
放流管設置標高 d/H	0.1	0.5	0.9

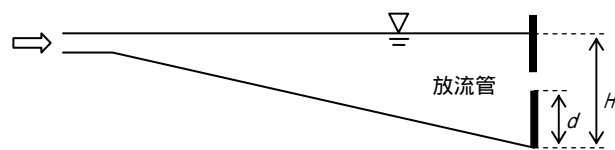


図 2 - 9 放流管設置標高模式図

(7) 放流形式（洪水流量カット率）

放流は一定量カットルールで行うものとし，ピーク流入量 Q_{ip} とその時の調節量 Q_c との比（カット率） $r = Q_c / Q_{ip}$ をパラメータとする．

表 2 - 9 放流量設定ケース

	Case1	Case2	Case3
$r = Q_c / Q_{ip}$	1/2	2/3	3/4

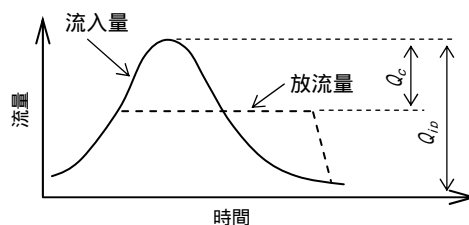


図 2 - 10 カット率模式図

(8) 流入水温

初期の貯水池内平均水温 T_m を 17.5 と仮定し、流入水温 T_i は貯水池内の初期平均水温 T_m との比 T_i/T_m をパラメータとし、以下のとおり設定する（流入水温と貯水池内の平均水温との相対的な温度差が密度流を支配すると考えられるため）。

表 2 - 10 流入水温設定ケース

	Case1	Case2	Case3
T_i/T_m	0.8 (14.0)	1.0 (17.5)	1.2 (21.0)

(9) 貯水池内初期水温分布形

上記のとおり貯水池内の初期平均水温を 17.5 と仮定し、貯水池の水深 H と任意の水深 y の比 y/H を用い、成層状態に関して下記のとおり 3 ケース設定する。

表 2 - 11 貯水池内初期水温分布形ケース

Case1	等変化率型	表層を 25 ，底面を 10 とし、その間の水温は等変化率とするケース
Case2	混合型	貯水池全体が水温 17.5 で均一なケース
Case3	躍層型	表層を 25 ，底面を 10 とするが、水深の中央付近で躍層を形成しているケース

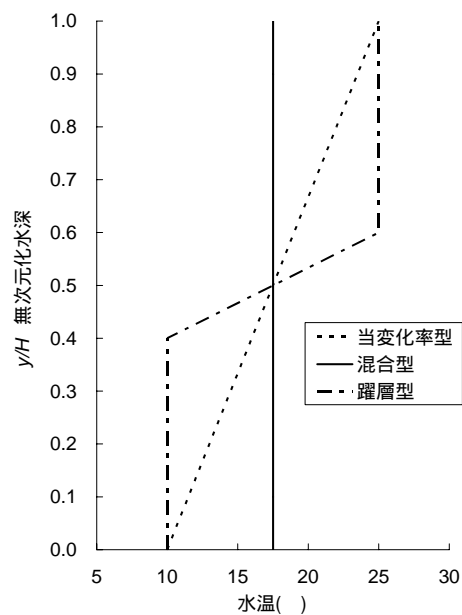


図 2 - 11 貯水池内初期水温分布形 模式図

2.2.3 計算結果ならびに流動特性に関する考察

(1) 各パラメータの感度分析結果

ここでは、各パラメータの検討ケース中央に位置する条件を組み合わせたものを基本ケースとし、基本ケースから各パラメータを変化させることにより、捕捉率に対する各パラメータの感度分析を行った。解析結果を表 2 - 12 に示す。また、各パラメータの変動幅（最大値と最小値の差）を図 2 - 12 に示す。

表 2 - 12 各パラメータ単独の影響の大きさ

	貯水池 形状 河床勾配 /	洪水規模 回転率	流入 SS 濃度	SS 中央粒径 D (μm)	粒度 分布 d (μm)	放流管 設置標高 d/H	放流量 カット率 r	流入水温 T_i / T_m	貯水池 初期 水温分布	捕捉率
基本 ケース	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.650
	0.005	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.750
	0.015	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.555
	0.010	0.5	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.828
	0.010	2.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.445
	0.010	1.0	5	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.703
	0.010	1.0	40	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.610
	0.010	1.0	20	15	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.554
	0.010	1.0	20	30	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.819
	0.010	1.0	20	20	0.00	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.650
	0.010	1.0	20	20	7.50	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.653
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.1	0.3333	1.0	混合型	0.537
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.9	0.3333	1.0	混合型	0.862
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.5000	1.0	混合型	0.605
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.7500	1.0	混合型	0.683
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	0.8	混合型	0.625
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.2	混合型	0.693
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	等変化率型	0.635
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	躍層型	0.635

これらによると、今回標準的なダム貯水池を想定して設定したパラメータによる捕捉率の中央値は0.65となった。これは、我が国における標準的な多目的ダムの微細粒土砂の捕捉率が60%程度であることを示している。

また、各パラメータの影響の大きさに着目してみると、影響の小さいパラメータでは捕捉率の変動幅はほぼゼロ、影響の大きいパラメータでは±約0.2程度の捕捉率の変動幅があることがわかる。

ここでは、パラメータ単独の影響把握（感度分析）を行ったが、実際の濁水流動現象では、各パラメータ間の相互作用が流動形態に影響を与えていると考えられる。次節では、各パラメータ間の相互作用に関する検討を行う。

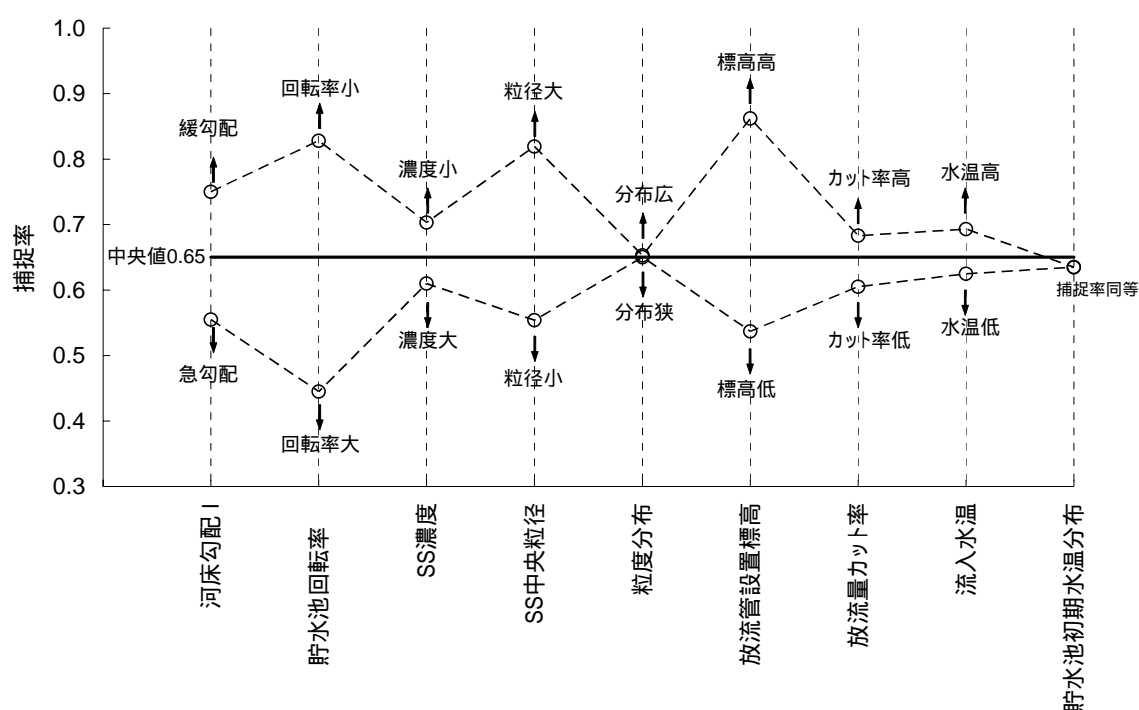


図 2 - 12 各パラメータ感度分析結果

(2) 各パラメータの相互作用

各パラメータは上記の単独としての影響だけでなく、互いに相互作用を有しているものと考えられる。ここでは、検討パラメータの内、相互作用が大きいと予想される、「a.河床勾配～放流管設置標高」、「b.水温分布形～洪水規模～流入水温～放流管設置標高」のパラメータに着目し、検討を行った。それぞれのパラメータが捕捉率に与える影響を図 2 - 13～図 2 - 16 に示す（但し検討パラメータ以外は基本ケースとする）。

まず、図 2 - 13 によると、それほど顕著な傾向ではないものの、河床勾配が急になるほど放流管を低位置に設置することの効果が大きくなる傾向が伺える。これは、河床勾配が急になることで密度流の流下速度が大きくなり、密度流塊の希釈が十分に進行する前に密度流が堤体に到達し、濃度の大きい SS 成分が排出されるためであると考えられる。

次に、回転率が 1.0 以上となると、貯水池内の水温成層が破壊されやすくなることから、濁水の流動形態は初期水温分布形にほとんど支配されなくなることがわかる。逆に、回転率が 0.5 程度の洪水の際には、 $d/H = 0.5$ のケースで、混合型に比べ、躍層型の捕捉率が比較的低くなる。これは中層密度流が発生し、その標高に放流管を設けることにより、SS が効率的に排出できるためである。中層密度流および下層密度流の解析結果例を図 2 - 17 および図 2 - 18 に示す。

これらの現象を勘案すると、洪水時の回転率が 1.0 以上となるような比較的大規模な洪水の場合には、貯水池内初期水温分布（躍層）は破壊され、完全な混合状態となるため、上層～下層密度流の流下形態に分けた流動制御は困難となる。一方で、洪水規模が回転率 0.5 程度の中小洪水の場合には、上層～下層密度流の流下形態に分けた流動制御が重要になるものと考えられる。さらに、中小洪水の生起頻度が高いことや、実際の貯水池内の濁水長期化現象も中小洪水時に流入してきた微細粒土砂が躍層の上部の表層に漂うことが原因であることを勘案すると、今後は中小洪水を中心とした濁水流量制御手法の検討も重要である。

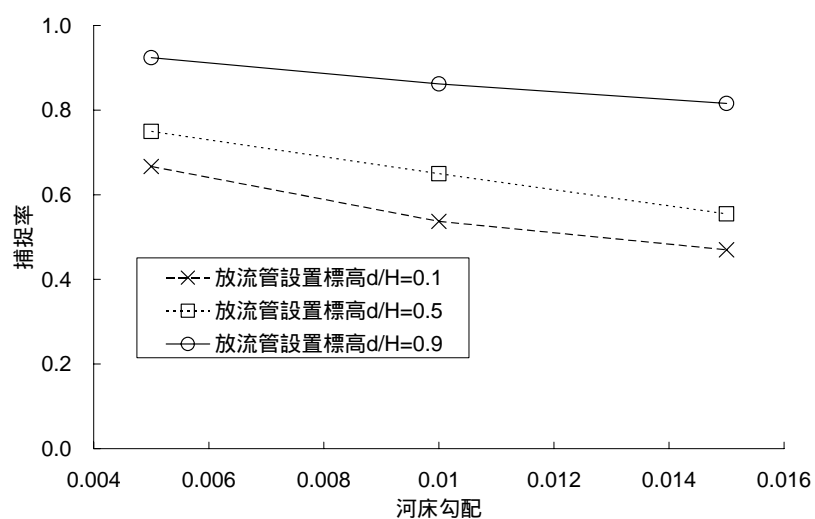


図 2 - 13 河床勾配の影響（回転率 = 1.0）

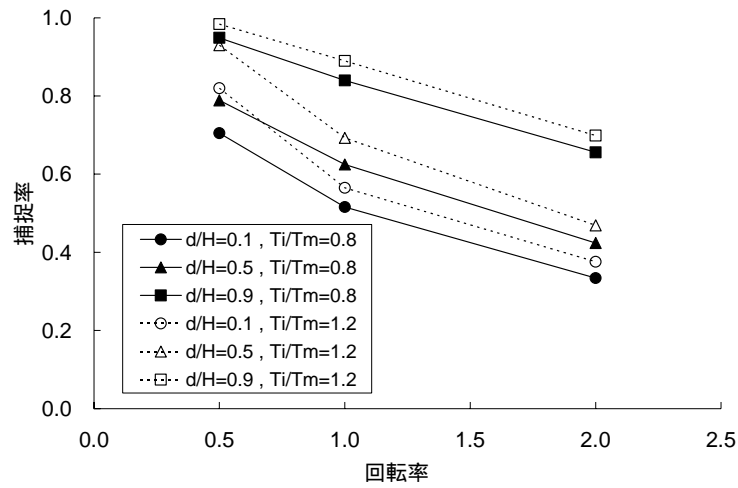


図 2 - 14 混合型水温分布の場合の捕捉率特性

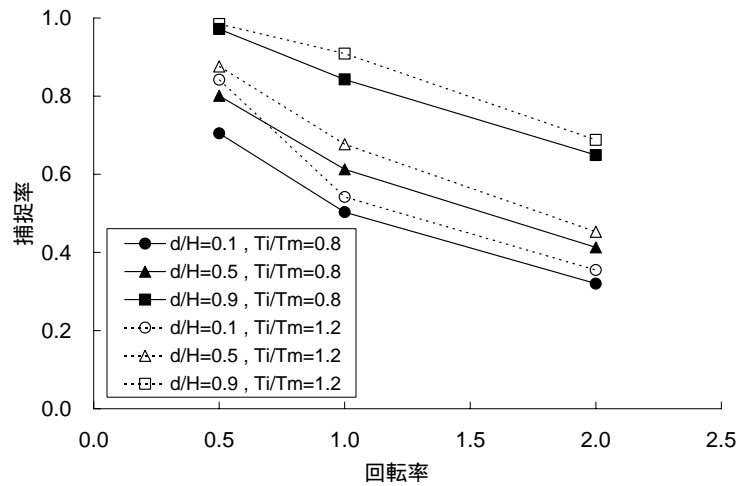


図 2 - 15 等変化率型水温分布の捕捉率特性

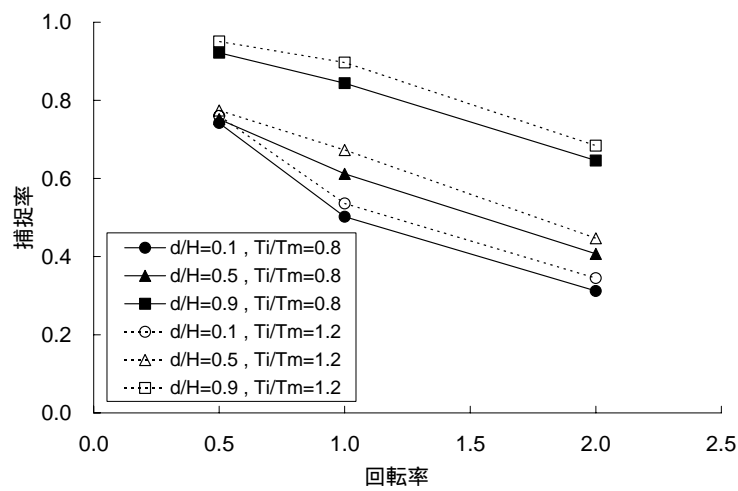


図 2 - 16 躍層型水温分布の場合の捕捉率特性

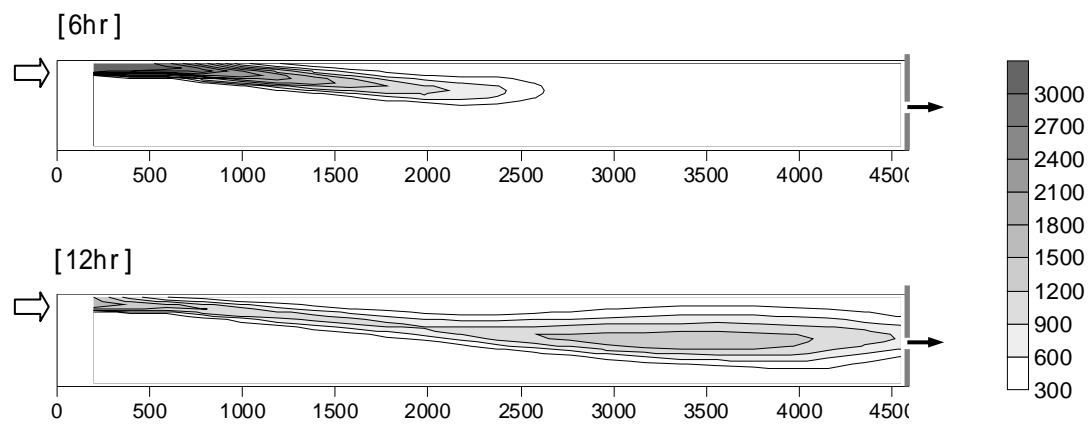


図 2 - 17 SS 濃度の分布 中層密度流の様子 ($\beta=0.5$, $d/H=0.5$, $T_i/T_m=1.2$, 躍層型)

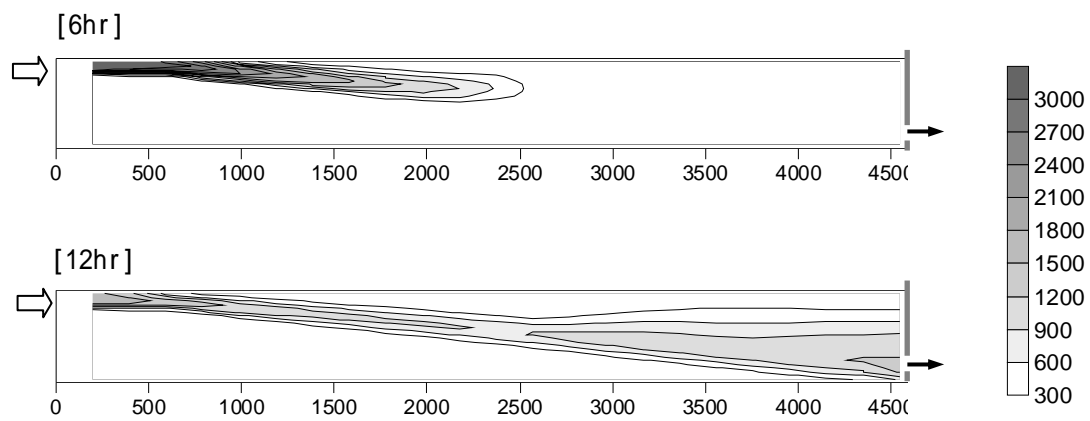


図 2 - 18 SS 濃度の分布 下層密度流の様子 ($\beta=0.5$, $d/H=0.1$, $T_i/T_m=0.8$, 混合型)

(3) 重回帰分析

ここでは、各パラメータが捕捉率に与える影響の大きさを定量的に把握すべく、今回実施した全ての解析結果（81 ケース）を対象に、捕捉率を目的変数、各パラメータを説明変数とし、重回帰分析を行った。なお、水温分布は何らか数量化する必要があるため、水温勾配の大きさを数量的に扱うものとし、混合型=1、等変化率型=2、躍層型=3 として分析を行った。分析結果を表 2 - 13 に示す。

これらによると、捕捉率に与える影響が比較的大きなパラメータとして、河床勾配、洪水規模、SS 粒径、SS 濃度、放流管設置標高などが挙げられることがわかる。一方で、SS 粒度分布や貯水池初期水温分布等の影響は小さいことがわかった。

ただし、今回の検討は貯水池回転率 0.5 以上を想定したが、貯水池回転率がさらに小さくなった場合、SS 粒度分布や貯水池初期水温分布等は、密度流の流下形態に及ぼす影響が大きくなるものと考えられる。

パラメータの影響の大きさを整理して表 2 - 14 に示す。今回の検討の範囲では、影響の大きいパラメータの中で、人為的操作により制御が可能なパラメータは放流管設置標高が挙げられる。

表 2 - 13 重回帰分析の結果

	切 片	貯水池 形状 河床勾配 /	洪水規模 回転率	流入 SS 濃度	SS 中央粒径 D (μm)	粒度 分布 dD (μm)	放流管 設置標高 d/H	放流量 カット率 r	流入水温 T_i/T_m	貯水池 初期 水温分布
係 数	0.5832	-16.6667	-0.2320	-0.0030	0.0152	0.0004	0.3653	-0.1225	0.1332	-0.0034
標準誤差	0.1280	4.1326	0.0102	0.0020	0.0045	0.0095	0.0187	0.1149	0.0338	0.0069
今回設定したパラ メータ範囲で捕捉 率に及ぼす影響幅	-	0.167	0.348	0.104	0.229	0.003	0.292	0.031	0.053	0.007

1 標本数=81

2 重相関係数=0.965

表 2 - 14 パラメータの影響の大きさ整理

影響の大きいパラメータ	影響の小さいパラメータ
<ul style="list-style-type: none"> ・ 河床勾配 ・ 洪水規模 ・ SS 粒径 ・ SS 濃度 ・ 放流管設置標高 	<ul style="list-style-type: none"> ・ SS 粒度分布 ・ 放流量カット率 ・ 流入水温 ・ 貯水池初期水温

以下では，表 2 - 13 の重回帰分析結果より得られた捕捉率に与える影響の大きい「河床勾配，洪水規模，SS 濃度，SS 粒径，放流管設置標高」の 5 つのパラメータを抽出し，微細粒土砂の捕捉率に関する重回帰推定式を提案した．提案した重回帰式，ならびに重回帰式から算出する捕捉率とシミュレーション結果による捕捉率との比較を図 2 - 19 に示す．これによると，今回提案した重回帰式は，シミュレーションによる捕捉率を概ね算出できることがわかる．

同式により，ある貯水池において任意の条件が与えられた場合，大まかな捕捉率の推定が可能であると考えられる．ただし，提案された捕捉率推定式は下記の点に注意し，使用する必要がある．

- a) 洪水規模が比較的大きな場合における推定式である（貯水池回転率 0.5 以上）
- b) 洪水調節は一定量カット方式を想定しており，濁水制御のためのゲート操作までは式に反映されていない
- c) 重回帰式であるため，各パラメータ間の相互作用が反映されていない

（微細粒土砂 捕捉率推定式）

$$T.E = 0.667 - 16.67I - 0.232\beta - 0.003\alpha + 0.0154D + 0.365d / H \quad (2.13)$$

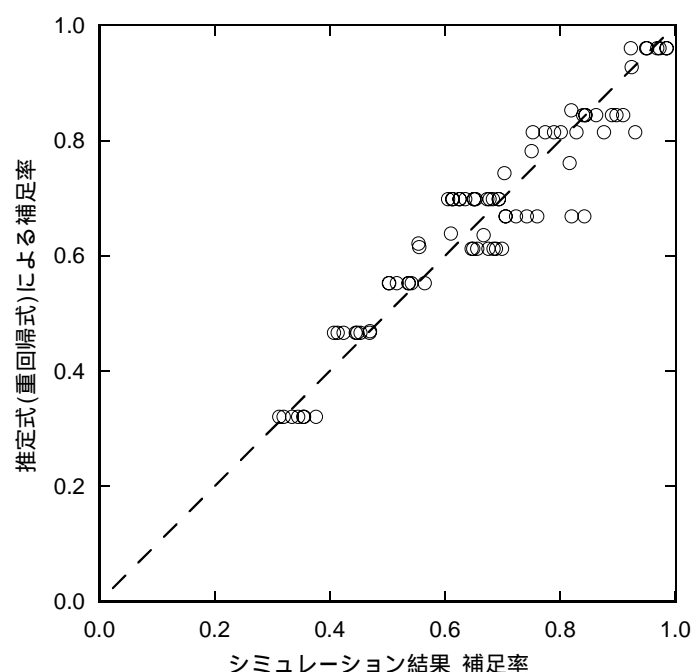


図 2 - 19 推定式(重回帰式)とシミュレーション結果の比較

2.3 小渋ダムにおけるケーススタディ

2.3.1 ケーススタディの概要

小渋ダムは、天竜川水系小渋川に位置する堤高 105m のアーチ式コンクリートダム（国土交通省管理多目的ダム）である。小渋ダムに流入してくる土砂は、総流入量が多い上に粒径が小さい（SS 成分が多い）特性を有しており、当ダムには適切な貯水池土砂管理が望まれる。また、小渋ダムの特徴の 1 つにコンジットゲート設置標高が EL574.85m と、最低水位 EL588.7m よりも約 14m 低標高に設置されていることが挙げられる。この放流管の低標高設置により、堆砂量抑制の観点からすれば、ある程度堆砂が進行すると特に微細粒土砂の流出が多く期待でき、堆砂量の増加量が鈍化しダムの長寿命化に寄与するものと考えられる。小渋ダムの貯水池形状を図 2 - 20 に、小渋ダムの堤体概要を図 2 - 21 に示す。

当貯水池についても、前節のモデル貯水池と同様に鉛直二次元のモデル化を行った。なお、計算要素の大きさは、x 方向（流下方向）=100m、y 方向（鉛直方向）=1m である。

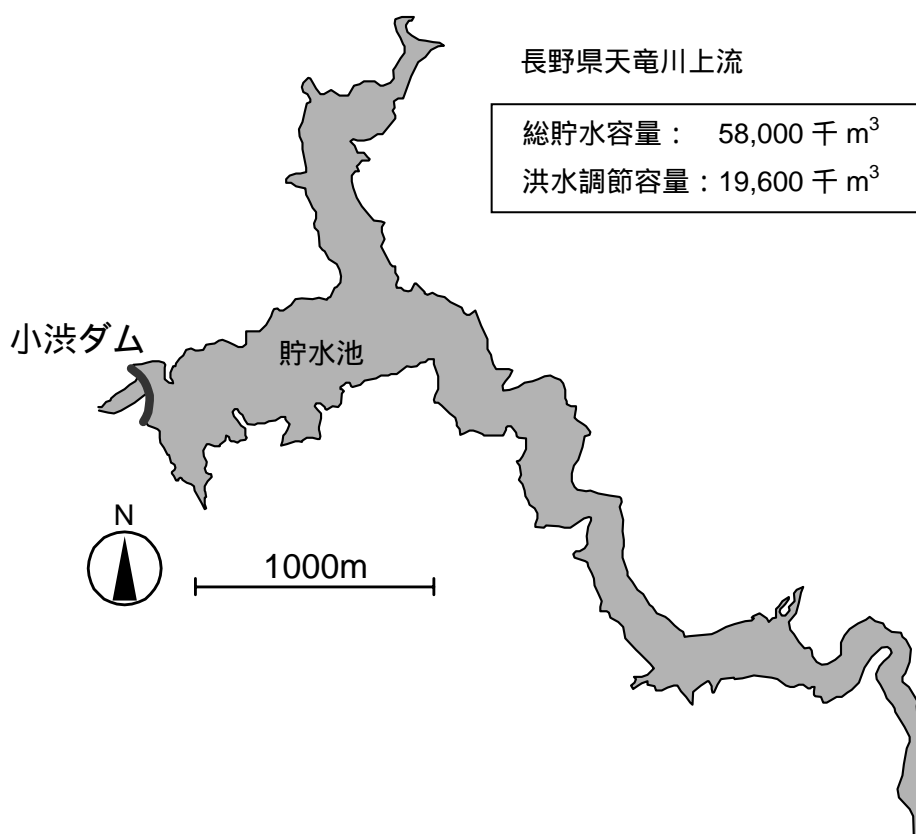


図 2 - 20 小渋ダム貯水池の形状

[illegible]

- 30 -

小渋ダムのケーススタディにおいても、流入量およびSS濃度の時間変化データは前述のHager⁹⁾が提案した流入ハイドロモデルにより与えることとし、本検討での放流形式は、実際の小渋ダム運用と同様に一定率一定量放流方式とする。また、貯水池内の水温分布は発電取水口（水深のほぼ中央に位置）からの取水により躍層が形成されている状態を仮定した。

ここでも前、各パラメータの影響の大きさ、および各パラメータ間の相互作用を検討するものとする。検討パラメータは表2-15のとおりである。なお、表2-15に示す以外のパラメータは、下記のとおりとした。

- ・SS成分： 3.7, 7.9, 14.6, 26.8, 59.4 μm の代表5粒径
- ・貯水池の河床勾配： 約 0.013
- ・貯水池内の水温分布： EL.583m を中心に 10m の間で上層の 22 から下層の 12 まで変化する躍層

表2-15 各パラメータ検討ケース

洪水規模 回転率	【7 ケース】 0.31, 0.38, 0.51, 0.64, 0.77, 0.89, 1.02
SS 濃度 定数	【3 ケース】 10, 20, 30
流入水温()	【3 ケース】 17, 18, 19
放流量カット率 $r = Q_c / Q_{ip}$	【3 ケース】 1/2, 2/3 (実際), 3/4 一定率一定量放流
放流管 設置標高 d / H	【2 ケース】 0.537 (現ダム堤体形状), 0.3

小渋ダムの実際運用も一定率一定量カットルールである。

2.3.2 流動制御に関する検討

(1) SS 濃度，洪水規模，流入水温

図 2 - 22 に捕捉率と洪水規模の関係を示す．また，中層密度流の有無を表 2 - 15 に示す．

これらによると，全体的に洪水規模が大きくなれば捕捉率が下がるが，回転率が小さく（ < 0.5 ），中層密度流が生じる場合のみ，にかかわらず捕捉率がほぼ一定となることがわかる．

また，今回設定した流入水温条件（ $T=17, 18, 19$ ）と微細粒土砂濃度条件（ $=10, 20, 30$ ）の範囲では，濃度条件の方が密度流に与える影響が大きい．さらに解析結果より，中層密度流は貯水池内の流下速度が遅く，下層密度流は流下速度が比較的大きく（下層密度流は 10 時間程度でダムに到達，後述図 2 - 26，図 2 - 27 参照），この傾向は前節のモデル貯水池による検討結果とも合致している（図 2 - 17，図 2 - 18 参照）．

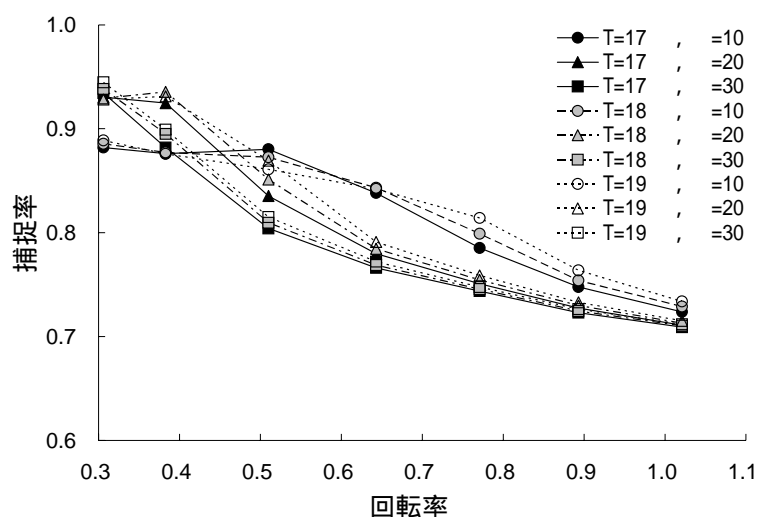


図 2 - 22 捕捉率と洪水規模の関係

表 2 - 16 中層密度流の有無

	水温 T=17			水温 T=18			水温 T=19		
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
$=0.31$			×			×			×
$=0.38$		×	×		×	×			×
$=0.51$	×	×	×	×	×	×		×	×
$=0.64$	×	×	×	×	×	×	×	×	×
$=0.77$	×	×	×	×	×	×	×	×	×
$=0.89$	×	×	×	×	×	×	×	×	×
$=1.02$	×	×	×	×	×	×	×	×	×

：中層密度流， ：中間， ×：下層密度流

(2) 放流管設置標高

小洪ダムの実際の放流管設置標高は $d/H=0.537$ であるが、放流管設置標高を変化させた場合の捕捉率に対する影響を検討した。図 2 - 23 に放流管設置標高と捕捉率の関係を示す。

これらによると、一般に放流管設置標高が低い方が捕捉率も低くなる傾向にあり、この傾向は前節のモデル貯水池による検討結果とも合致している。ただし、洪水規模の小さい中層密度流が発生するような条件では、その密度流の流下標高に放流管がある場合の方が捕捉率は低くなる場合があることがわかる。これは、前述したように、中層密度流が発生した場合は、中段の標高に放流管を設けることにより、SS が効率的に排出できるためである。

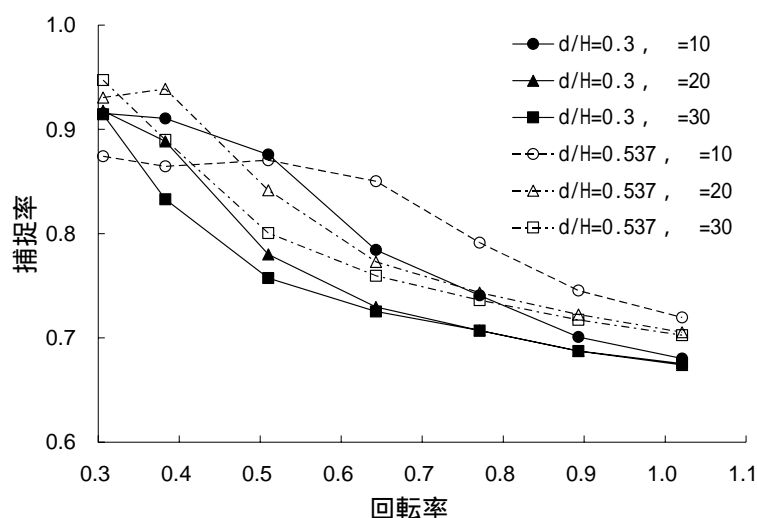


図 2 - 23 放流管設置標高と捕捉率の関係

(3) 放流方式 (カット率)

一般に放流初期段階では貯水池内の SS 濃度の低い水を放流することになる。これに対して密度流の堤体到達後の放流時間を長くすれば、より多くの微細粒土砂の放流することが期待できる。そこで、洪水カット率を変化させて放流時間を変化させた場合の捕捉率に対する影響を検討した。図 2 - 24 にカット率と捕捉率の関係を示す。

これによると、洪水規模が小さく中層密度流となる場合にはカット率が大きい方が捕捉率を小さくすることができるが、全体としては大きな変化は確認されず、前節のモデル貯水池による検討結果と同様の結果となっている。これは、カット率を上げることにより放流時間は長くなるが、放流量そのものが小さくなるに伴い、密度流がダム堤体に到達するまでの流下時間が長くなり、SS 成分を放流する時間を十分に確保できないため、カット率を大きくする効果としては小さくなってしまったためであると考えられる。

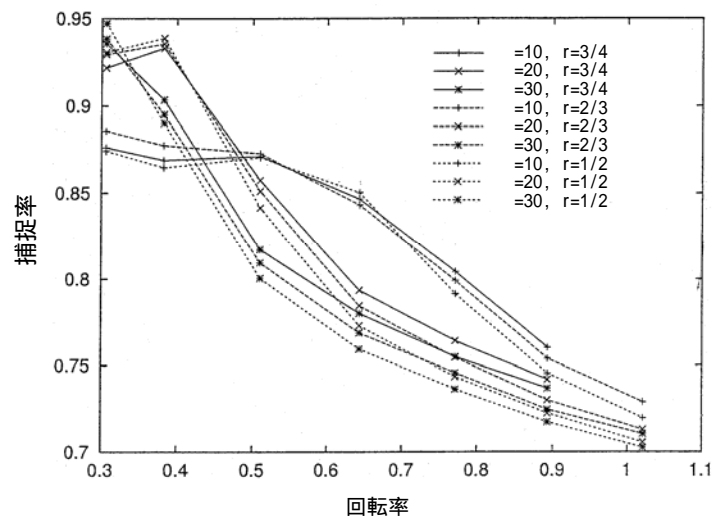


図 2 - 24 カット率と捕捉率の関係

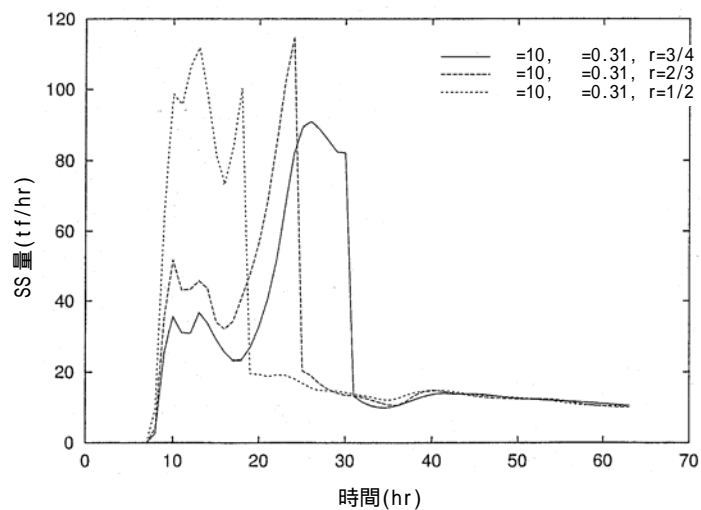


図 2 - 25 放流 SS 量の時間変化

次頁以降に、小渋ダム貯水池を対象とした濁水シミュレーション解析結果のうち、中層密度流の様子および下層密度流の代表的な様子を示す。

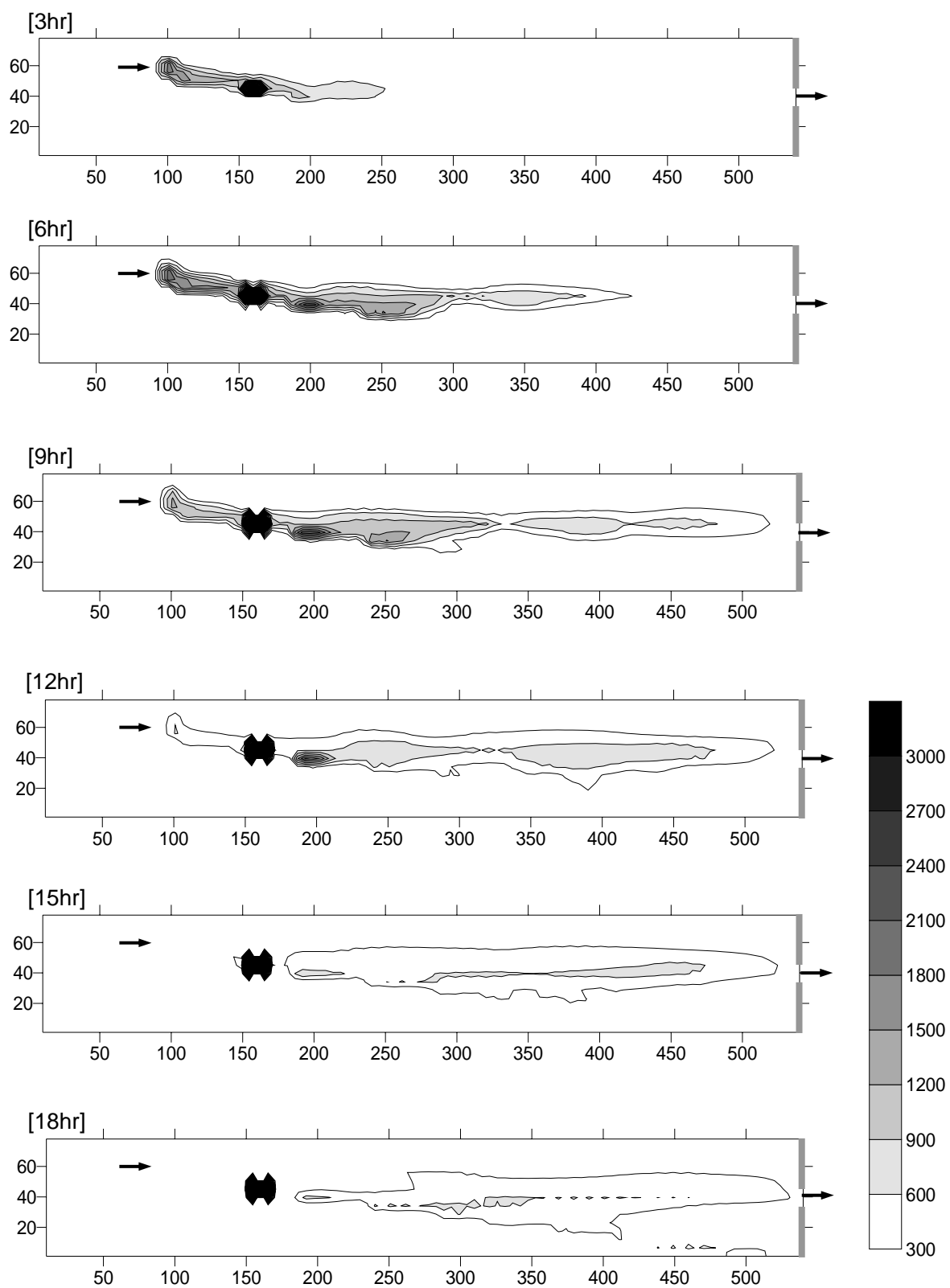


図 2 - 26 小渋ダム中層密度流の様子 (水温=18 , $\sigma_t=10$, $\sigma_{\theta}=0.31$, $d/H=0.5$, $r=1/3$)

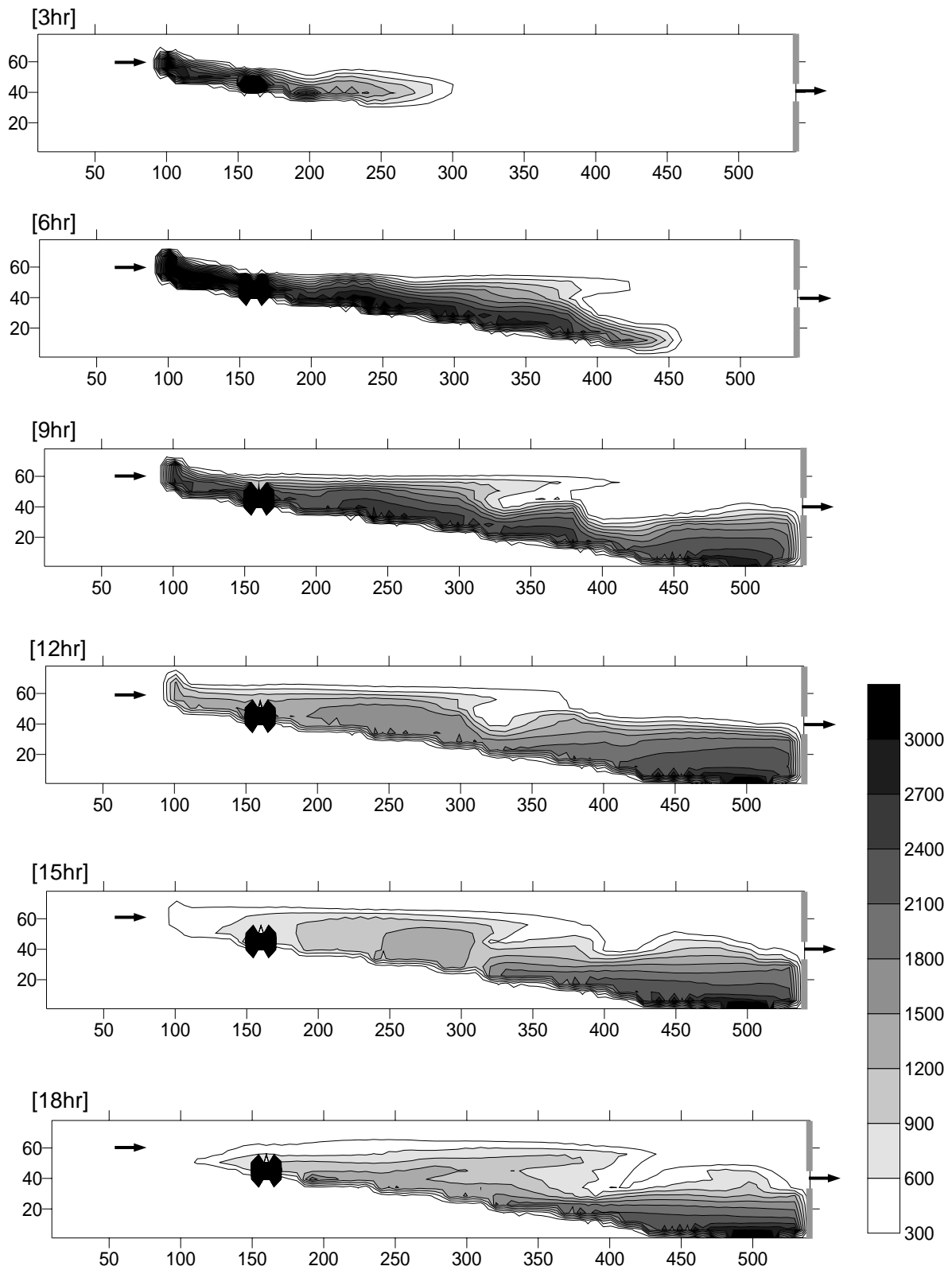


図 2 - 27 小渋ダム下層密度流の様子 (水温=18 , $\sigma_t=10$, $\sigma_{\theta}=0.64$, $d/H=0.5$, $r=1/3$)

貯水池内の密度流流動特性を改めて整理すると下記のとおりである。

- a) 捕捉率に与える影響が比較的大きなパラメータとして、河床勾配、洪水規模、SS 粒径、SS 濃度、放流管設置標高などが挙げられる。
- b) 顕著な傾向ではないものの、河床勾配が急になるほど、放流管を低位置に設置することの効果が大きくなる。また、一般に放流管設置標高が低い方が捕捉率も低い。ただし、洪水規模の小さい中層密度流が発生するような条件では、その密度流の流下標高に放流管がある場合の方が捕捉率は低くなることがある。
- c) 回転率が 1.0 以上となると、貯水池内の水温成層が破壊されやすくなることから、濁水の流動形態は初期水温分布形にほとんど支配されなくなる。逆に回転率が 0.5 程度の洪水の際には、 $d/H = 0.5$ のケースで、混合型に比べ、躍層型の捕捉率が低くなる。これは中層密度流が発生し、その標高に放流管を設けことにより、SS が効率的に排出できるためである。
- d) 全体的に洪水規模が大きくなれば捕捉率が下がるが、回転率が小さく（ < 0.5 ）、中層密度流が生じる場合のみ、にかかわらず捕捉率がほぼ一定となる。
- e) 今回設定した流入水温条件と微細粒土砂濃度条件では、濃度条件の方が密度流に与える影響が大きい。
- f) 中層密度流は貯水池内流下速度が比較的小さく、下層密度流は流下速度が比較的大きい。
- g) カット率が微細粒土砂の捕捉率に与える影響は小さい。カット率を上げることにより放流時間は長くなるが、放流量そのものが小さくなるため、密度流がダム堤体に到達するまでの流下時間が長くなり、SS 成分を放流する時間を十分に確保できなくなる。このため、カット率を大きくする効果としては小さくなってしまふものと考えられる。

以上の結果より、捕捉率への影響が大きなパラメータは、河床勾配、貯水池回転率（洪水規模）、SS 粒径、SS 濃度、放流管設置標高などである。さらに、これらのパラメータの中でも、“生起頻度”、“人為的に操作が可能”等の「密度流制御」の観点から特に重要視すべきパラメータは、貯水池回転率（洪水時の水位調節による回転率）および放流管設置標高である。

ここで、洪水期中の貯水位を低下させて、仮想的に貯水池回転率を大きくし、貯水池内の土砂捕捉を低減させる対策はスルーシングと呼ばれる（表 1 - 1 参照）。つまり、貯水池回転率を人為的に操作し、細流土砂の捕捉を低減させることは、スルーシングの対策を実施することであるといえる。この結果は、微細粒土砂の堆積が顕著なダム貯水池では、現況の貯水位の運用ルールを見直し、スルーシングにより土砂捕捉率を低減できる可能性があることを示唆している。

また、放流管設置標高については、低標高に設置するほど土砂捕捉が低減する結果となっており、今後、新規計画ダムあるいはダム再開発、ダム再編の際には、可能な限り放流管を低標高に設置することが望ましいと考えられる。しかしながら、一方では、低標高ほど放流管に高圧が作用することになり、ゲート性能の技術的な制約より設置標高には下限値が存在するものと考えられる。よって、次頁以降に、我が国における多目的ダムの放流管設置標高に関する整理を行う。

2.4 密度流排出に関する考察

2.4.1 我が国のダム放流管設置標高の整理

前節までの検討により，微細粒土砂を洪水時に効率的に排出する（捕捉率を低くする）ためには，河床勾配，洪水規模，SS濃度，SS粒径，放流管設置標高，等のパラメータの影響が重要であることがわかった．ここでは，上記の重要パラメータの中でも人為的に操作が可能となる放流管の設置標高に着目し，我が国のダム放流管設置標高を整理するとともに，洪水時の微細粒土砂の排出に関する考察を加えるものとする．

ここでは，図2-28および表2-17に示すパラメータについて着目し，我が国における放流管設置標高について整理を行った．次頁以降に整理結果を示す．

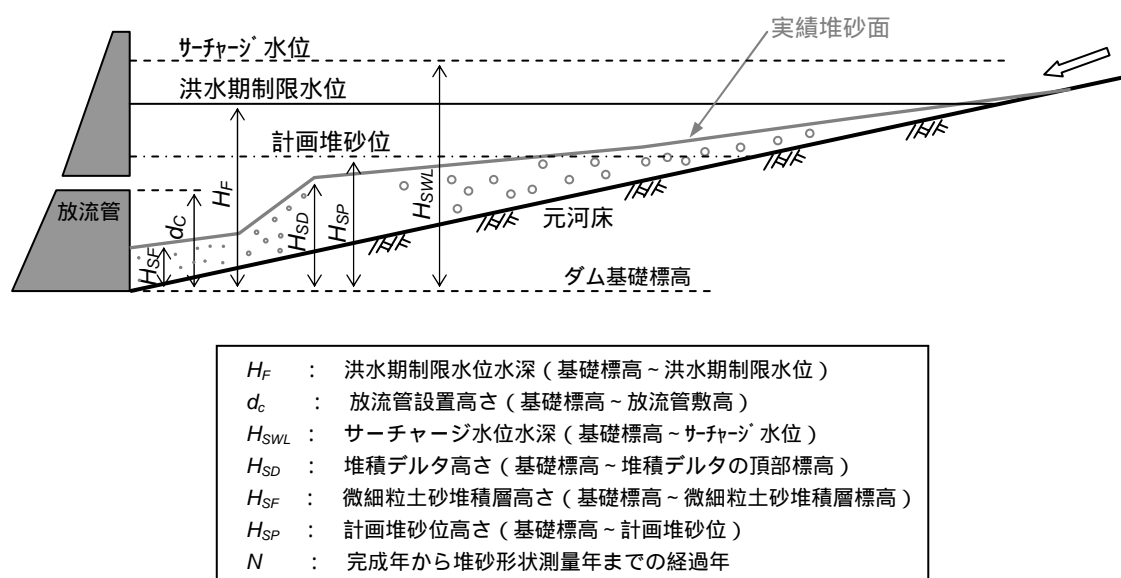


図2-28 貯水池着目パラメータ模式図

表2-17 着目パラメータ

	式	備考
R_C	d_c/H_F	洪水期制限水位水深に対する放流管設置高さの比
R_{SF}	H_{SF}/H_F	洪水期制限水位水深に対する微細粒土砂堆積層高さの比
VR_{SF}	R_{SF}/N	上記の無次元微細粒土砂堆積層高さの上昇速度（単位：/年）
R_{SP}	H_{SP}/H_F	洪水期制限水位水深に対する計画堆砂位高さの比
R_{CSWL}	d_c/H_{SWL}	サーチャージ水位水深に対する放流管設置高さの比
R_{CSP}	d_c/H_{SP}	計画堆砂位高さに対する放流管設置高さの比
R_{CSD}	d_c/H_{SD}	堆積デルタ高さに対する放流管設置高さの比
R_{SDSP}	H_{SD}/H_{SP}	計画堆砂位高さに対する堆積デルタ高さの比
R_{SD}	H_{SD}/H_F	洪水期制限水位水深に対する堆積デルタ高さの比

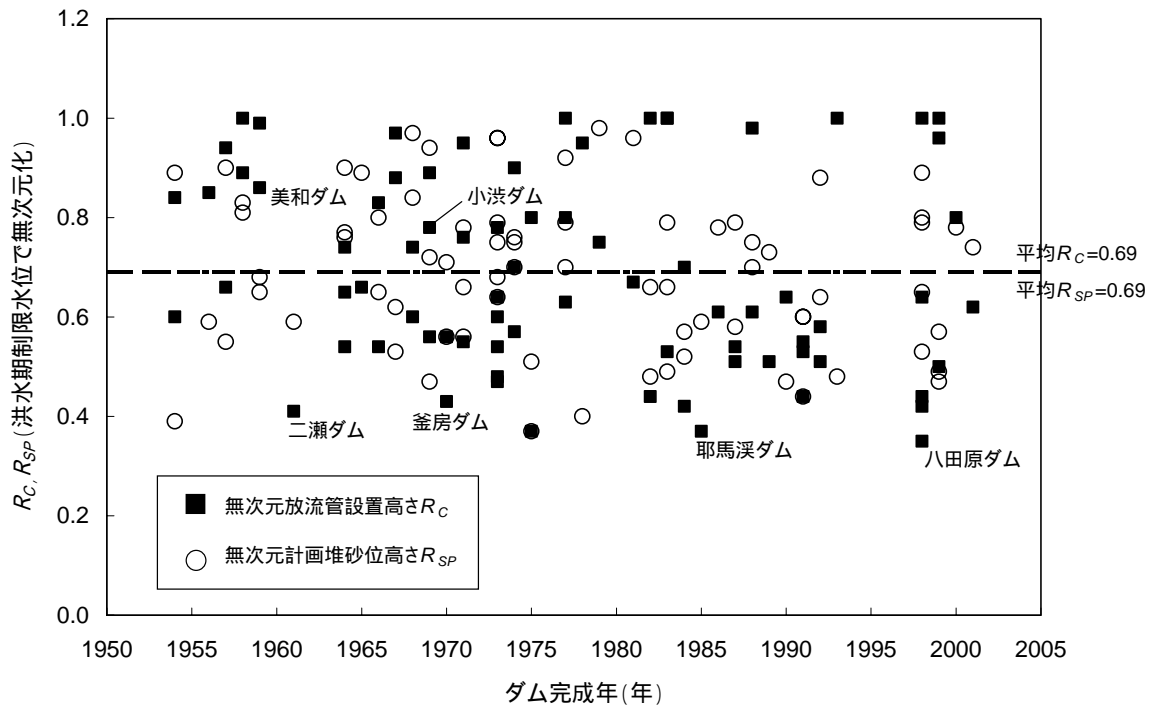


図 2 - 29 R_C (無次元放流管高さ) と R_{SP} (無次元計画堆砂位高さ) を完成年代でプロット

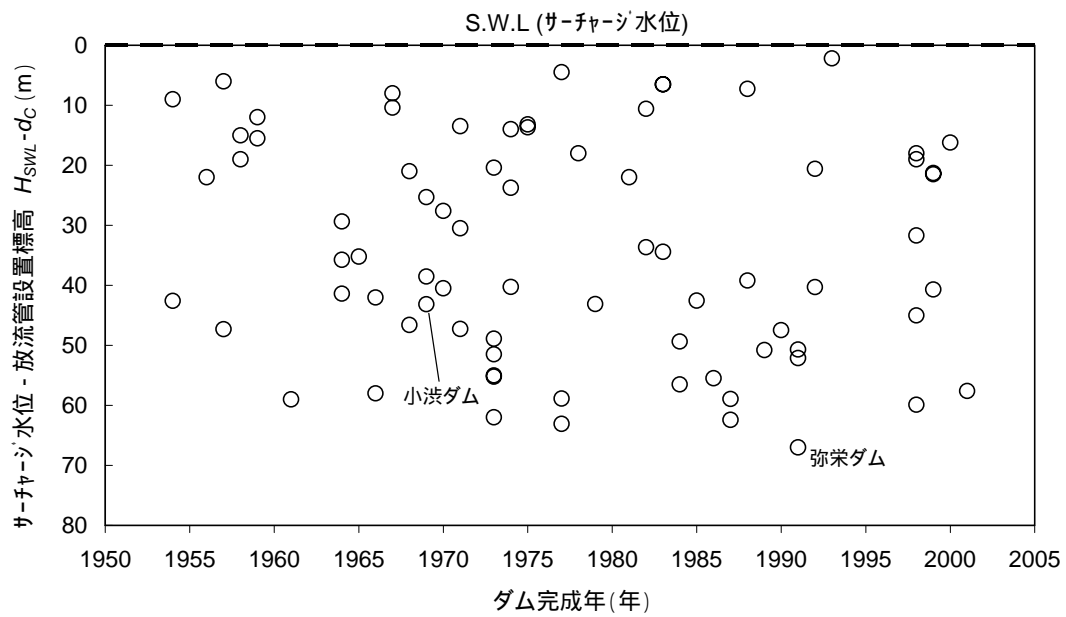


図 2 - 30 $H_{SWL} - d_C$ (サ-チャ-ジ水位から放流管設置標高までの高さ) を完成年代でプロット

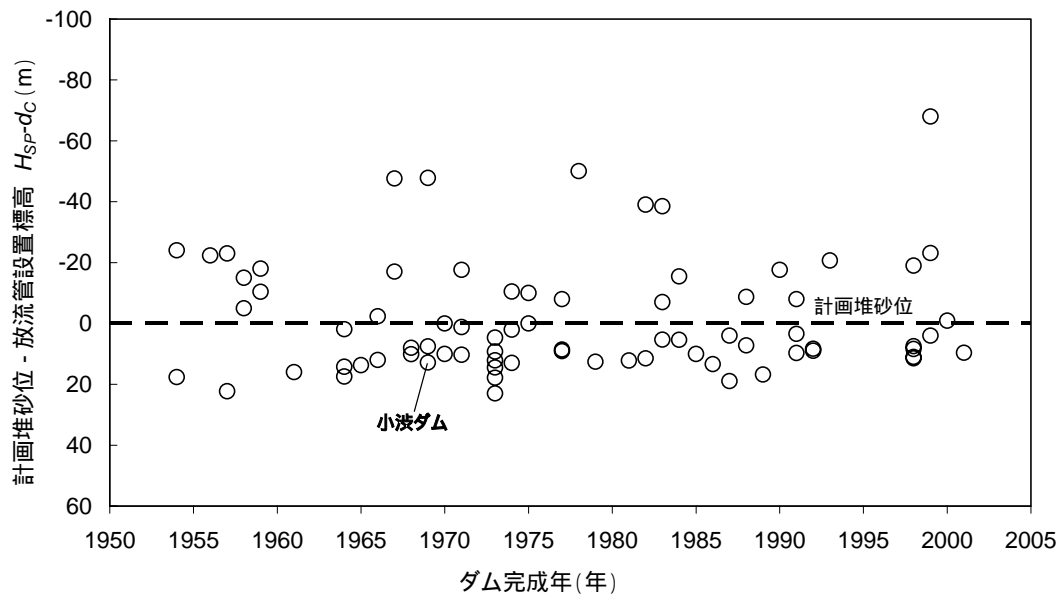


図 2 - 31 $H_{SP} - d_C$ (計画堆砂位から放流管設置標高までの高さ) を完成年代でプロット

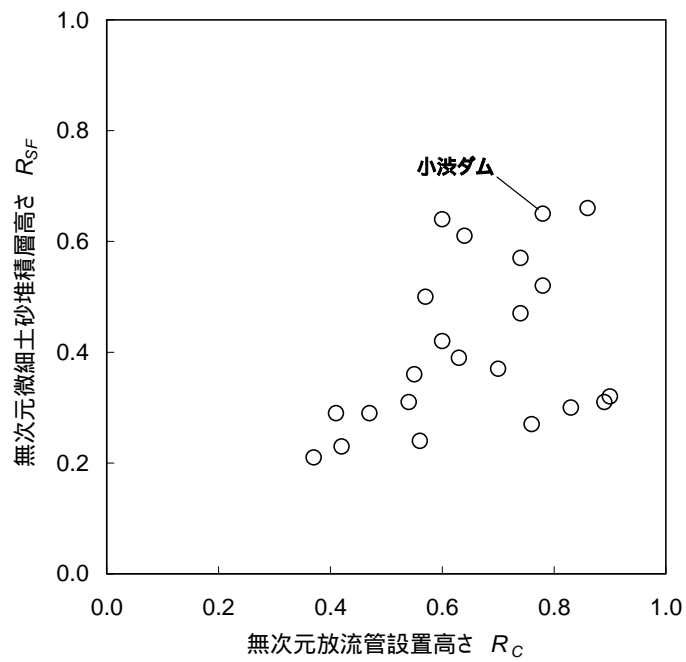


図 2 - 32 R_C (無次元放流管設置高さ) ~ R_{SF} (無次元微細粒土砂堆積層高さ) 相関図

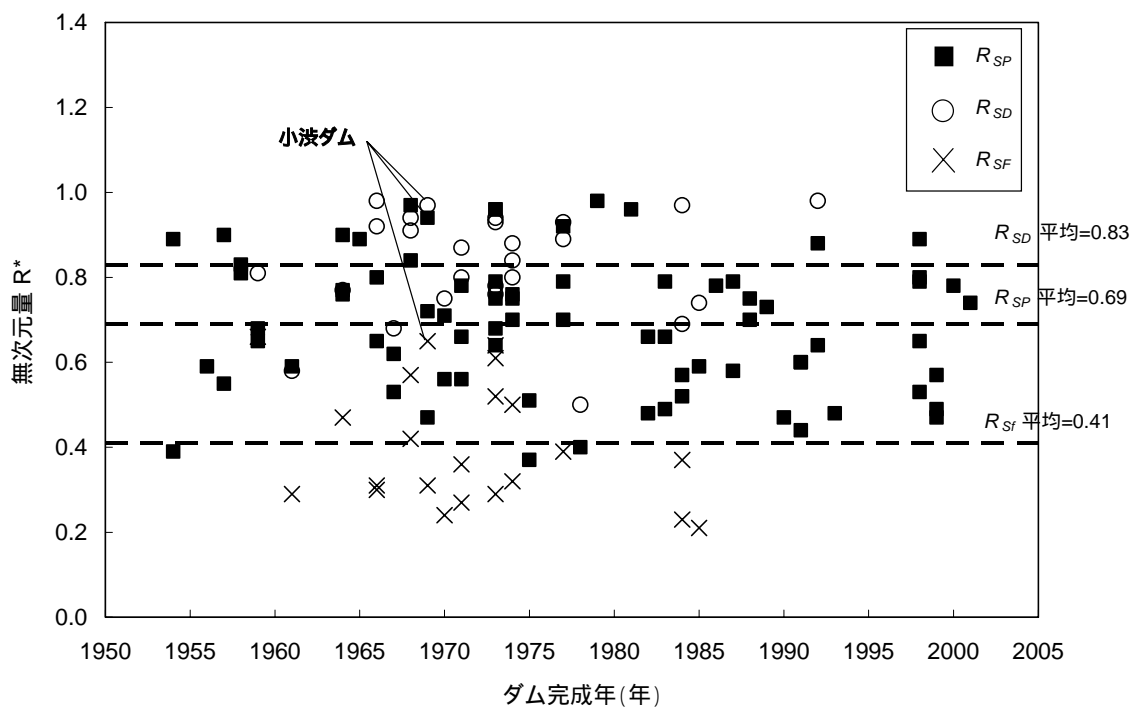


図 2 - 33 R_{SP} (無次元計画堆砂位高さ) , R_{SD} (無次元堆積デルタ高さ) , R_{SF} (無次元微細粒土砂堆積層高さ)を完成年代でプロット

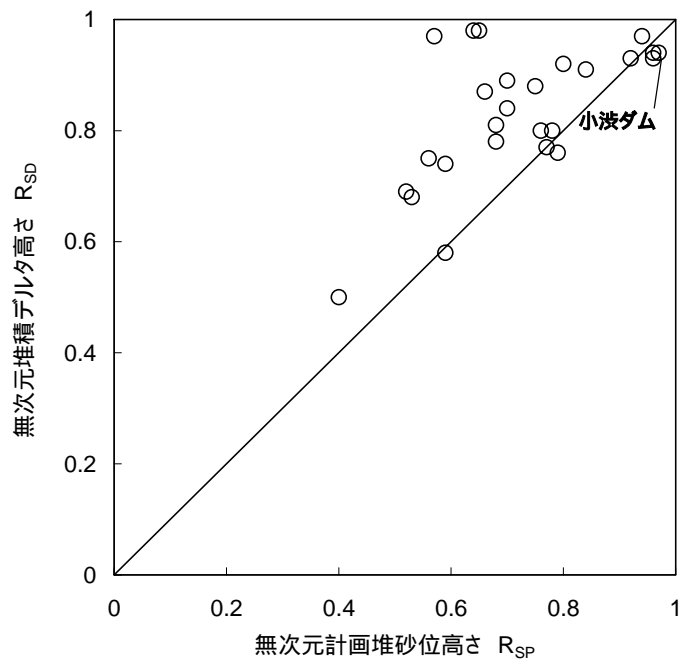


図 2 - 34 R_{SP} (無次元計画堆砂位高さ) ~ R_{SD} (無次元堆積デルタ高さ) 相関図

前ページまでの我が国におけるダム諸元の整理により，以下のことがわかる．

- a) 【図 2 - 29 より】 既存のダムにおける無次元放流管設置高さは，0.4～1.0 の範囲にあり，平均で 0.69 である．完成年代別による傾向は特に見受けられない．
- b) 【図 2 - 30 より】 我が国の実績ダムによると，放流管設置標高の下限値の目安としては，サーチャージ水位から 60m 程度下，かつ計画堆砂位から 20m 程度下である．これら放流管設置標高の下限値は，標高を低くすると，放流管の埋設の危険性があることや，高水圧が作用するため，ゲートの作成設置の技術レベルおよびゲート自身の性能レベルにより決定されるものと考えられる．
- c) 【図 2 - 31 より】 半数以上のダムにおいて，計画堆砂位よりも放流管設置標高の方が低く設置されている．
- d) 【図 2 - 32 より】 放流管設置高さが高くなるにつれ，微細粒土砂を捕捉している傾向（微細粒土砂の堆積層が高くなる）が見受けられる．（ただし定性的な傾向）
- e) 【図 2 - 33, 図 4 - 16 より】 ほとんどのダムにおいて，堆積デルタが計画堆砂位よりも高い位置で形成されている．
「微細粒土砂堆積層標高 < 計画堆砂位 < 堆砂デルタ標高」に傾向

2.4.2 密度流排出の適用性について

前頁までの解析検討および我が国のダム諸元の整理より、今後は、下記の点を踏まえた密度流制御に関する検討が重要であると考えられる。

- a) ダムの再開発時や新規ダム計画時においては、可能な限り放流管設置標高を低くすることが重要である（細流土砂の捕捉の観点からは有利となる）。ただし、一方では、放流管設置標高を低くすることは、“放流管埋設の危険性”や“高水圧が作用した際のゲートの安全性”にとってはマイナスとなるため、設計時には、これらに十分配慮する必要がある。今回、我が国おけるダムの放流管設置高さの整理を行った結果では、サーチャージ水位から 60m 程度下、かつ計画堆砂位から 20m 程度下である。
- b) 渦動粘性係数の考慮方法や湖底に堆積した微細粒土砂の巻き上げ・沈降現象の考慮等、シミュレーションモデル自身の技術推進のみならず、洪水時の SS 濃度の現地計測結果とシミュレーション結果との比較により、モデル自身の妥当性を検証する必要がある。この際、現地の SS 濃度計測システム技術の推進も大きな課題の一つである。
- c) 今後は、“ダム湖平面形状、洪水継続時間、総貯水容量、流域面積”等と密度流の流下特性の関係を検討する必要がある。この際にも、これらの検討結果を裏付けるための現地での適切な SS 計測実施が重要である。
- d) 上記検討を踏まえた上での効率的な濁水排出手法の検討（例えば、最適なゲート操作方法の検討、濁水フェンスの検討、等）を実施する必要がある。
- e) 洪水時に流入してくる微細粒土砂のみならず、既存ダムに堆積した微細粒土砂の排出方法についても検討（例えば、一度、細粒土砂を巻き上げ、濁水の密度流として排出するような手法）を実施する必要がある。

2.5 結語

本章では、鉛直二次元の濁水流動シミュレーションを実施することにより、種々のパラメータが捕捉率や濁水流動に与える影響について検討を行った。その結果、洪水時の濁水流動特性を概ね把握できた。本章で得られた知見は以下のとおりである。

顕著な傾向ではないものの、河床勾配が急になるほど、放流管を低位置に設置することの効果が大きくなる。また、一般に放流管設置標高が低い方が捕捉率も低い。ただし、洪水規模の小さい中層密度流が発生するような条件では、その密度流の流下標高に放流管がある場合の方が捕捉率は低くなることがある。

捕捉率に与える影響が比較的大きなパラメータとして、河床勾配、洪水規模、SS 粒径、SS 濃度、放流管設置標高などが挙げられる。

全体的に洪水規模が大きくなれば捕捉率が下がるが、回転率が小さく (< 0.5)、中層密度流が生じる場合のみ、にかかわらず捕捉率がほぼ一定となる。

今回設定した流入水温条件と微細粒土砂濃度条件では、濃度条件の方が密度流に与える影響が大きい。

中層密度流は貯水池内流下速度が比較的小さく、下層密度流は流下速度が比較的大きい。

カット率が微細粒土砂の捕捉率に与える影響は小さい。カット率を上げることにより放流時間は長くなるが、放流量そのものが小さくなるため、密度流がダム堤体に到達するまでの流下時間が長くなり、SS 成分を放流する時間を十分に確保できなくなる。このため、カット率を大きくする効果としては小さくなってしまふものと考えられる。

に示した影響の大きいパラメータの中でも、“生起頻度”、“人為的に操作が可能”等の「密度流制御」の観点から特に重要視すべきパラメータは、貯水池回転率（洪水時の水位調節による回転率）および放流管設置標高である。

ここで、洪水期中の貯水位を低下させて、仮想的に貯水池回転率を大きくし、貯水池内の土砂捕捉を低減させる対策はスルーシングと呼ばれる。この結果は、微細粒土砂の堆積が顕著なダム貯水池では、現況の貯水位の運用ルールを見直し、スルーシングにより土砂捕捉率を低減できる可能性があることを示唆している。

放流管設置標高については、低標高に設置するほど土砂捕捉が低減する結果となっており、今後、新規計画ダムあるいはダム再開発、ダム再編の際には、可能な限り放流管を低標高に設置することが望ましいと考えられる。しかしながら、一方では、低標高ほど放流管に高圧が作用することになり、ゲート性能の技術的な制約より設置標高には下限値が存在するものと考えられる。これら放流管設置標高の下限値は、標高を低くすると、放流管の埋設の危険性があることや、高水圧が作用するため、ゲートの作成設置の技術レベルおよびゲート自身の性能レベルにより決定されるものと考えられる。

ダムの開発時や新規ダム計画時においては、可能な限り放流管設置標高を低くすることが重要である。ただし、一方では、放流管設置標高を低くすることは、“放流管埋設の危険性”や“高水圧が作用した際のゲートの安全性”にとってはマイナスとなるため、設計時には、これらに十分配慮する必要がある。今回、我が国におけるダムの放流管設置高さの整理を行った結果では、サーチャージ水位から 60m 程度下、かつ計画堆砂位から 20m 程度下である。

回転率が 1.0 以上となると、貯水池内の水温成層が破壊されやすくなることから、濁水の流動形態は初期水温分布形にほとんど支配されなくなる。逆に回転率が 0.5 程度の洪水の際には、 $d/H = 0.5$ のケースで、混合型に比べ、躍層型の捕捉率が低くなる。これは中層密度流が発生し、その標高に放流管を設けることにより、SS が効率的に排出できるためである。このため、洪水時の回転率が 1.0 以上となるような比較的大規模な洪水の場合には、上層～下層密度流の流下形態に分けた流動制御は困難となる一方で、洪水規模が回転率 0.5 程度の中小洪水の場合には、上層～下層密度流の流下形態に分けた流動制御が重要になるものと考えられる。中小洪水の生起頻度が高いことや、実際の貯水池内の濁水長期化現象も中小洪水時に流入してきた微細粒土砂が躍層の上部の表層に漂うことが原因であることを勘案すると、今後は中小洪水を中心とした濁水流量制御手法の検討も重要である。

また、今後は下記の点が課題であると考えられる。

- ・ 渦動粘性係数の考慮方法や湖底に堆積した微細粒土砂の巻き上げ・沈降現象の考慮等、シミュレーションモデル自身の技術推進のみならず、洪水時の SS 濃度の現地計測結果とシミュレーション結果との比較により、モデル自身の妥当性を検証する必要がある。この際、現地の SS 濃度計測システム技術の推進も大きな課題の一つである。
- ・ “ダム湖平面形状、洪水継続時間、総貯水容量、流域面積”等と密度流の流下特性の関係を検討する必要がある。この際にも、これらの検討結果を裏付ける現地での SS 計測実施が重要である。これらを踏まえた上で、効率的な濁水排出手法の検討（例えば、最適なゲート操作方法の検討、濁水フェンスの検討、等）を実施する必要がある。
- ・ 洪水時に流入してくる微細粒土砂のみならず、既存ダムに堆積した微細粒土砂の排出方法についても検討（例えば、一度、細流土砂を巻き上げ、濁水の密度流として排出するような手法）を実施する必要がある。

参考文献

- 1) 角哲也, 高田康史, 岡野眞久: ダム貯水池における洪水時の微細土砂流動特性と捕捉率に関する考察, 河川技術論文集, No.9, pp.353-358, 2003.
- 2) 建設省 土木研究所ダム部水資源開発研究室: 貯水池の冷濁水ならびに富栄養化現象の数値解析モデル(その2), 土木研究所資料第2443号, 1987.
- 3) 櫻井寿之, 柏井条介: 貯水池における出水時の微細粒子の捕捉, ダム技術, No.161, 2000.
- 4) 室田明: 河川工学, 技報堂出版, pp.150, 1986.
- 5) 例えば, 財団法人 ダム技術センター: 多目的ダムの建設 管理編, pp.144, 2005.
- 6) 櫻井寿之, 柏井条介: 貯水池流動鉛直2次元モデルにおけるモデルレベルによる計算結果の比較, ダム工学, Vol.15, No.2, pp.106-119, 2005.
- 7) 櫻井寿之, 柏井条介, 大黒真希: 日本の多目的ダム貯水池における微細粒子土砂の捕捉と堆積, 大ダム, No.181, pp30-40, 2002.
- 8) Atkinson, E.: The feasibility of flushing sediment from reservoir, HR Wallingford Report OD137, 1996.
- 9) Hager, W. H.: A simplified rainfall-runoff model, J. Hydro., Amsterdam, 74, pp.151-170; 80, pp395-398, 1985.
- 10) 角哲也・塚原千明: ダム流域におけるウォッシュロード量の評価, 河川技術に関する論文集, 第5巻, pp.221-226, 1999.
- 11) 柏井条介: ダム貯水池における細粒土砂成分の捕捉率に関する一考察, ダム技術, No181, pp.21-28, 2001.

第 3 章 排砂バイパスの適用に関する研究

3.1 概 説

排砂バイパスは、流入土砂を貯水池内へ入れずに、貯水池外を水路で迂回させ、下流に土砂を排出し貯水池への土砂流入量を低減させる手法である。一般的な排砂バイパス施設は、貯水池の上流部に堰等の分派施設を設け、洪水時に土砂を含む流水の全部あるいは一部を迂回水路に分派する運用となり、通常迂回水路はトンネル構造で設置される。また、分水施設に粗い土砂が堆積する場合（例えば、堰構造の場合）は、定期的に掘削排除する必要がある。

我が国においては、近年、排砂バイパスの検討が本格的に進められているものの、世界的に見れば、現状で、排砂バイパスは後述のフラッシング排砂よりも適用例が少ない¹⁾。

排砂バイパスの設置には、バイパストンネルの建設には比較的多額の費用が必要となる可能性があること、地形から制約を受けるケースも多いこと（ショートカットできる貯水池形状が望ましく、トンネル設置には所定の縦断勾配やトンネル被り厚さが必要）、およびダム貯水池で洪水調節を伴う場合、流量コントロールの操作が困難であること等の課題がある。

しかしながら、一方では、排砂バイパスは、貯水位の低下に伴うリスクを避けられること、既設ダムに対しても適用可能であること、フラッシング排砂のように急激な排砂を行わないため、貯水池下流域の自然環境へのインパクトが非常に小さいこと、等の大きなメリットを有する。このため、新規ダム計画の際の土砂対策のみならず、今後、活発に推進されるであろうダム再編やダム再開発の際にも柔軟な対応が可能であると考えられ、既存ダムの有効活用の面からも効果的な土砂管理手法となる期待ができる。また、バイパストンネル設置の際に最大のネックとなるコストについては、工事中の仮排水路トンネルを共用できる可能性も考えられ¹⁾、今後、コスト軽減に対する技術検討の推進が望まれる。

バイパストンネルが有する課題については、角²⁾が整理しており、次の点を指摘している。

- a) 粒径が小さい浮遊砂・ウォッシュロードを対象とする場合には容易な設計となるが、この場合には掃流砂を上流に堆積させて別途除去する必要がある。
- b) 掃流砂を対象とする場合には、摩耗対策等、設計上の課題の克服が必要となる。
- c) 排砂バイパスは高価な対策であり、将来的に土砂管理が必要になる可能性があるダムについては、新規建設の段階から効率的な施設整備を行う必要がある。
- d) ダム上流域の降雨予測精度の向上により洪水流入のタイミングと洪水規模を事前に把握することが重要である。
- e) 排砂対象となる貯水池内や上流河道の土砂の量と組成を十分に把握しておく必要がある。

前述したように，排砂バイパスは，近年注目されている貯水池内堆砂対策にもかかわらず，世界的にも適用例が少なく，その設置効果の定量的把握は殆どなされていない状態にある．設置効果の定量的把握を実施した研究成果としては，著者ら³があり，布引ダムの貯水池（兵庫県神戸市）を対象に，同貯水池において流入土砂量の軽減を目的に設置されたバイパストンネルの定量的な効果の把握を行っている．

表 3 - 1 に著者ら⁴が整理した排砂バイパス事例を示す．我が国における代表的な事例は，天竜川水系美和ダム，新宮川水系旭ダムである．また，表 3 - 1 より，スイスにおいても長い運用実績を有する排砂バイパスが存在することがわかる．なお，これら排砂バイパスは，バイパス対象土砂の粒径により分派構造や設計手法が大きく異なる．例えば，浮遊砂やウォッシュロードを中心にバイパスする場合には，トンネル内の摩耗の問題は比較的少なく，分水堰等で捕捉した掃流砂については別途掘削排除を行う運用が必要となる一方，ある程度粒径の粗い掃流砂までをバイパス対象とする場合には，掃流砂の別途掘削排除は不要となるものの，トンネル内の摩耗対策について十分留意する必要がある．

以上を踏まえ，本章では，布引ダムにおける排砂バイパス設置効果の定量的評価に加え，排砂バイパスの有効な適用条件について検討を行った．

表 3 - 1 日本およびスイスにおける排砂バイパスの事例⁴⁾

ダム名	国	トンネル 竣工	トンネル 形状	トンネル 断面 B × H(m)	延長 (m)	一般部 トンネル 勾配 (%)	設計 流量 (m ³ /s)	設計 流速 (m/s)	稼働 日数
布引五本松	日本	1908	幌型	2.9 × 2.9	258	1.3	39	-	-
旭	日本	1998	幌型	3.8 × 3.8	2,350	2.9	140	11.4	13 回/年
美和	日本	建設中	馬蹄形	2r=7.8	4,300	1	300	10.8	-
松川	日本	建設中	幌型	5.2 × 5.2	1,417	4	200	15	-
Egschi	Switzerland	1976	円形	r=2.8	360	2.6	74	9	10 日/年
Palagnedra	Switzerland	1974	馬蹄形	2r=6.2	1,800	2	110	9	2 ~ 5 日/年
Pfaffensprung	Switzerland	1922	馬蹄形	A=21.0m ²	280	3	220	10 ~ 15	~ 200 日/年
Rempen	Switzerland	1983	馬蹄形	3.5 × 3.3	450	4	80	~ 14	1 ~ 5 日/年
Runcahez	Switzerland	1961	馬蹄形	3.8 × 4.5	572	1.4	110	9	4 日/年

3.2 布引ダム排砂バイパスの設置効果に関する検討手法

3.2.1 布引ダム貯水池ならびに排砂バイパスの概要

兵庫県神戸市の布引ダムは、神戸市への水道用水の供給を目的に、明治 33 年(1900 年)3 月に建設された日本最古の重力式コンクリートダムである。その流域が位置する六甲山系はそのほとんどが深層風化を受けた六甲花崗岩と布引花崗せん緑岩からなっており、雨水による侵食を受けやすい真砂土の表土に覆われているだけでなく、その急峻な地形条件より、大量の土砂が流出する特性を持っている。このため、ダム建設後に貯水池の堆砂が一気に進行したことから、ダム完成からわずか 8 年後の明治 41 年(1908 年)3 月には、当初には計画されていなかった流入土砂軽減を目的としたバイパストンネルが新たに建設された。バイパストンネル上流には分水堰(H=約 3.0m, B=12.12m)が設置され、文献⁵⁾によると、分水堰地点の流入量が $1.11\text{m}^3/\text{s}$ を超えると、それ以上の流量はトンネルの設計最大流量である $39\text{m}^3/\text{s}$ に達するまでは全量バイパスさせる設計がなされている。流域形状を図 3 - 1 に、貯水池およびバイパストンネルの模式図を図 3 - 2 に、またバイパストンネルの詳細を図 3 - 3 に示す。

ここでは、建設後約 100 年間余り経過した布引ダム貯水池を対象とし、排砂バイパスの効果を検討する。

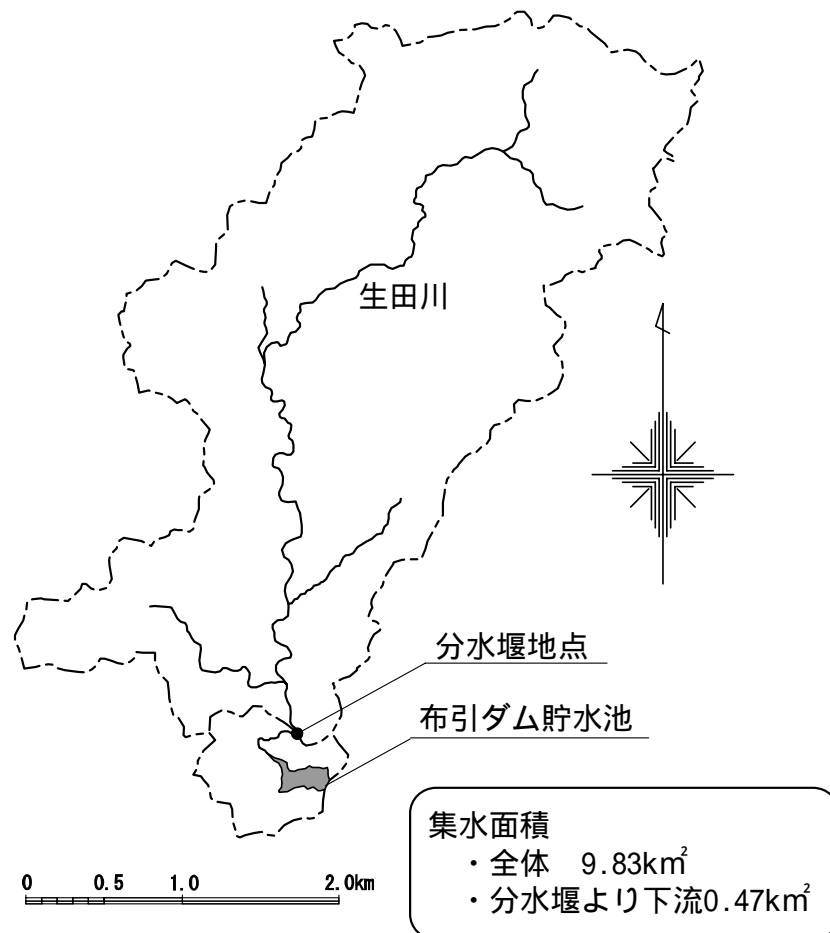


図 3 - 1 布引ダム流域形状

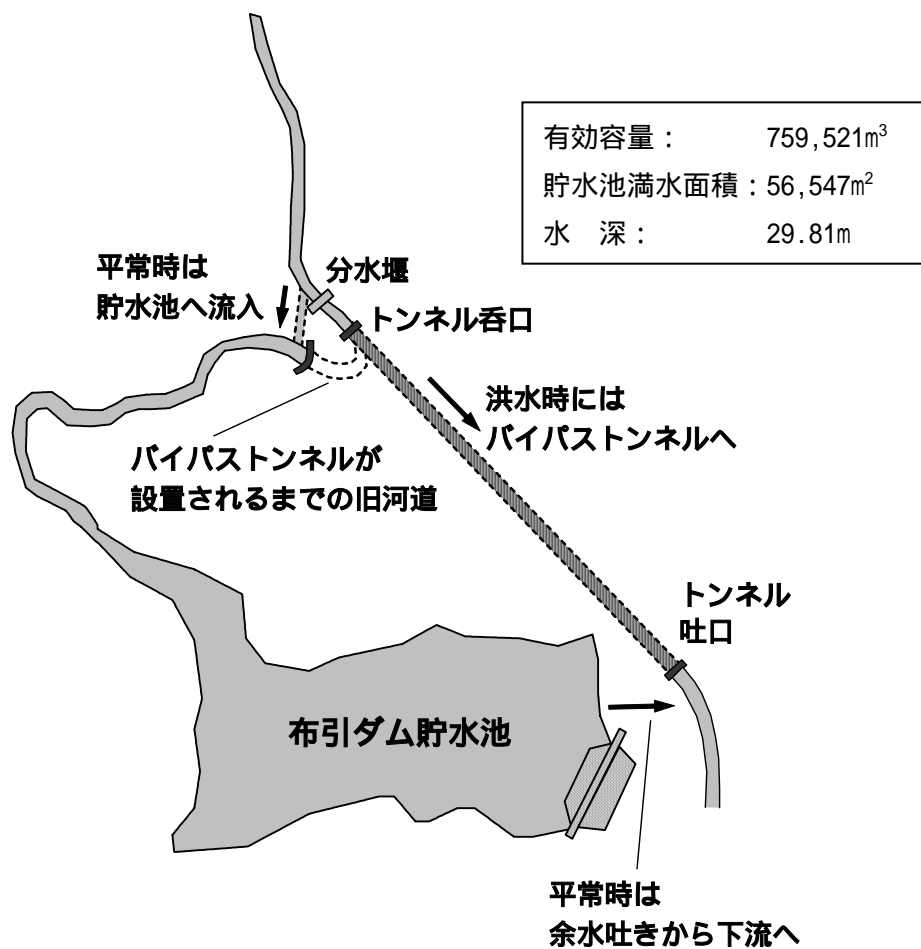
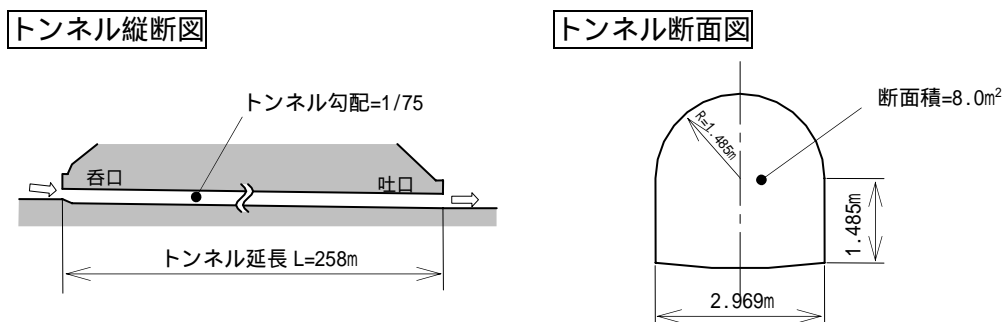


図 3 - 2 貯水池およびバイパストンネル模式図



(呑口 , 吐口付近は石張りでライニングされているが , 中間部は素堀りのままで露岩している)

図 3 - 3 バイパストンネル詳細図



写真 3 - 1(1) 布引ダムの様子 (2003 年 6 月 4 日撮影 貯水池より上流面を撮影)
 布引ダム堤体は耐震補強中で、上流側の堆積土砂が排除された状況
 (堆砂面と年代の関係は、神戸市水道局へのヒアリング結果)



写真 3 - 1(2) 分水堰の様子 (2003 年 7 月 24 日撮影)

3.2.2 流出土砂量の推定およびバイパストンネルの影響

(1) 流出土砂量推定式

今回の検討では、布引ダム建設後の約 100 年間の土砂流入量の推定を行う必要がある。長期的な流域からの流出土砂量の概略推定法としては、これまでに、多くの経験的推定式が提案されているが^{(5), (6), (7)}、芦田・奥村⁽⁸⁾は、我が国の代表的な土砂流出に関する資料から、洪水時に流出する土砂量の簡易的な推定方法として次の関係を得ている。

$$D = \alpha(A \cdot R \cdot I)^\beta \quad (3.1)$$

ここに、 D ：一洪水時の流出土砂量(m^3)、 A ：流域面積(km^2)、 R ：日雨量(mm)、 I ：流出土砂量を推定する地点から標高差 200m 上流までの平均河道勾配、 α, β ：定数である。奥村らの整理では平均的な値として $\alpha = 10$ 、 $\beta = 2.0$ を与えているが、同成果によると、同じストリームパワー値においても流出土砂量には大きなバラツキがある結果となっている。これは、各流域間で地質条件や森林の整備状況など地表面の特性が異なることが原因であると考えられるが、流出土砂量はストリームパワーの 2 乗で表現できる関係 ($\beta = 2.0$) は概ね妥当と認められている。

ここで、当該流域は、土砂生産量が極めて多く、過去より活発に砂防事業が進められてきた経緯を勘案すると、貯水池流入土砂量の推定手法にも、それら砂防事業の進展の影響を反映できる手法が望ましい。そこで、本研究では、式(3.1)を発展させた次式により、布引ダム完成後から現在までに至る長期間の貯水池流入土砂量の推定を行うものとする。ここで、布引ダムの余水吐きは堤体上部に設置されていることを考慮し、貯水池に流入してきた土砂は、掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードとともに、全量捕捉されるものと仮定する（貯水池への流入土砂は全て貯水池内に堆積するものとする）。

$$D = \alpha(A \cdot R \cdot I)^\beta (1 - T_s) \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} V_s &= \alpha(A \cdot R \cdot I)^\beta (1 - T_s) / (1 - \lambda) \\ &= \alpha'(A \cdot R \cdot I)^\beta (1 - T_s) \end{aligned} \quad (3.3)$$

ここに、 V_s ：一洪水時の貯水池内堆積土砂量(m^3)、 T_s ：流域内の砂防事業整備による生産土砂の捕捉率、 λ ：貯水池内堆積土砂の空隙率(=0.55 (掃流砂、浮遊砂の空隙率を 0.4、ウォッシュロードの空隙率を 0.7 とし、両者が同率で土砂に存在していると仮定))、 α' ：定数(= $\alpha / (1 - \lambda)$)である。 T_s は流域の砂防事業が進展するに従い、1 に漸近する変数であると考えられる（流域からの生産土砂量が減少する）。

(2) 水文資料の整理

式(3.2)による流出土砂量の推定には当該地点の日雨量が必要となる。今回入手できた日雨量データは表3-2のとおりである。布引ダム完成直後(明治33年3月)からの流入土砂量の推定を行うためには、明治33年～昭和57年の約82年間における布引ダム地点の日雨量データを推定する必要がある。

表3-2 入手した日雨量データ

観測地点	観測期間
布引ダム地点	昭和58年1月～平成11年4月
神戸海洋気象台 (気象庁)	明治30年1月～平成15年7月

ここでは、近隣の気象庁観測所である神戸海洋気象台における日雨量データを使用し、布引ダム地点および神戸海洋気象台の両地点の相関式より、布引ダム地点における不足分の日雨量を算出した(両地点間の雨量発生時刻のずれを考慮し、3項移動平均値より相関式を算出)。その結果を図3-4に示す。

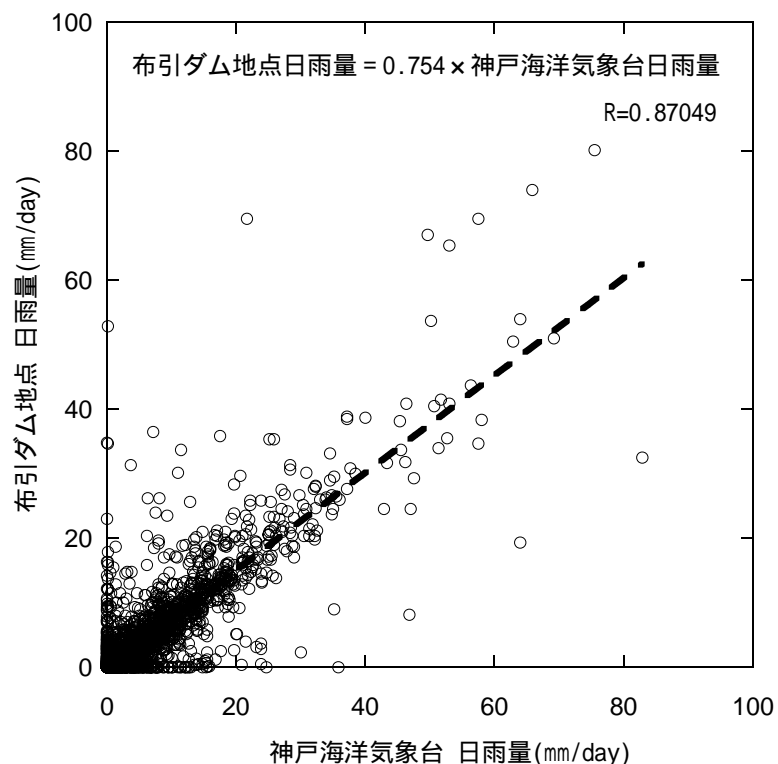


図3-4 布引ダム日雨量～神戸海洋気象台日雨量 相関図

相関式により不足分を補填した布引ダム地点日雨量を図 3 - 5 に示す。

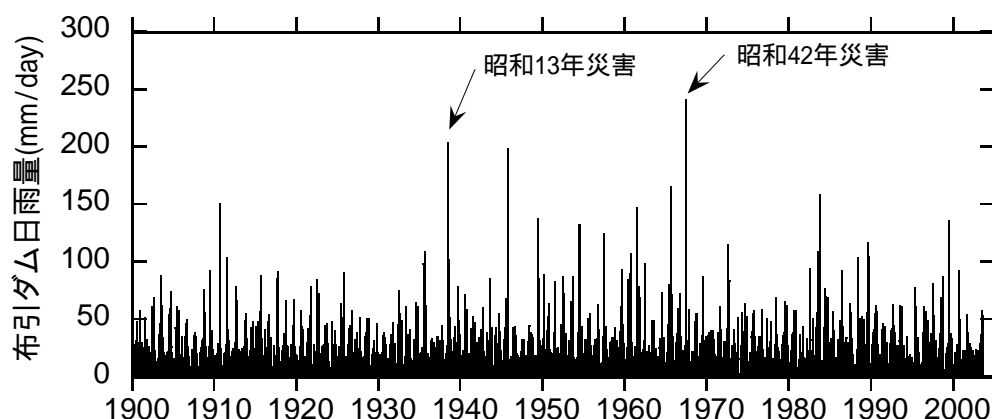


図 3 - 5 布引ダム地点日雨量（不足分補填後）

(3) バイパストンネルの影響

貯水池堆積土砂は、式(3.3)により算出を行う。また、バイパストンネルの影響（明治 41 年 3 月以降）は、次のとおり計算に反映させるものとする。

- a) 分水堰とバイパストンネルが設置される明治 41 年 3 月までは、流域全体（ 9.83km^2 ）から生産された土砂が貯水池内に堆積する
- b) バイパストンネル設置以降は、分水堰より下流の残流域（ 0.47km^2 ）から生産された土砂のみが貯水池内に堆積する

つまり、計算においては、バイパストンネル設置（明治 41 年 3 月）以降は、全流域から生産される堆積土砂量に全流域と分水堰下流域の流域面積比率（全体流域と分水堰より下流側流域の面積比率 $0.47\text{km}^2 / 9.83\text{km}^2 = 0.048$ ）を乗じた土砂量を堆積土砂量とした。実際には、バイパストンネル設置後においても分水堰より上流域で生産された土砂の若干の流入もあると考えられるが、分水堰の構造上、その量はかなり少ないものと考えられる。事実、バイパストンネルの設計最大流量 $39\text{m}^3/\text{s}$ を超える洪水は、日雨量最大を記録した 1967 年 7 月 9 日でも発生していない。

3.3 布引ダム排砂バイパスの設置効果の定量的評価

3.3.1 定数の同定

バイパス設置の定量的評価を実施するのに先立ち，式(3.2)の砂防施設の捕捉率 T_s の時系列変化，および定数 α' ， β を決定しておく必要がある．

(1) 砂防施設の捕捉率 T_s

布引ダムが位置する生田川において記録に残っている土砂災害としては，表 3 - 3 に示す昭和 13 年災害および昭和 42 年災害がある⁹⁾．ここでは，これらの災害記録を元に T_s の時系列変化の推定を行う．

表 3 - 3 生田川における土砂災害記録

	昭和 13 年災害	昭和 42 年災害
流出土砂量	710,000m ³	484,000m ³
崩壊箇所数	424 箇所	424 箇所

上表の昭和 13 年災害および昭和 42 年災害発生時の布引ダム地点の日雨量（神戸海洋気象台雨量データを相関式より推定）は，それぞれ，[S13]270.4mm，[S42]319.4mm である．ここで着目すべき点は，両災害を比較すると，日雨量として同規模かつ崩壊箇所数が同数（表 3 - 3 参照）であるにもかかわらず，昭和 42 年災害時の流出土砂量が，昭和 13 年災害時の約半分にとどまっている点である．これは，六甲山系では昭和 13 年災害の発生後，本格的な砂防事業が開始された記録が残っており⁹⁾，昭和 13 年当時では流域で生産された土砂が直接流出していたのに対し，昭和 42 年時点では流域から生産された土砂が砂防施設によってある程度捕捉された（あるいは生産土砂量自体が減少した）ためであると考えられる．よって，昭和 13 年時点を $T_s = 0$ とし，昭和 42 年災害発生当時における T_s を，図 3 - 5 および式(3.2)より算出した．その結果，昭和 42 年災害発生当時における土砂捕捉率は $T_s = 0.372$ と算出された．

次に，当該流域の砂防事業の進展と T_s の関係を求める必要がある．本来であれば，砂防ダム，山腹工，床固工等，砂防事業全般の進展状況と T_s の関連性を評価する必要があるが，これら砂防事業の過去の詳細な記録がないことから，ここでは，明確な記録が残っている砂防ダムの堤体積に着目した．既往文献¹⁰⁾より，生田川において布引ダムより上流に位置する砂防ダムを表 3 - 4 に整理する．

また，これら当該流域内に設置された砂防ダムの堤体積の累積値 $\sum V_D$ の時系列変化を図 3 - 6 に示す（各砂防ダム建設中の T_s は直線補間とする）．

表 3 - 4 生田川(布引ダムより上流域)の砂防ダム整備状況

砂防ダム名	堤体積 (m ³)	着工 年月	竣工 年月
市ヶ原堰堤	841.5	S13.10	S14.10
市ヶ原堰堤補強工 1	411.0	S18. 5	S18. 8
地蔵谷堰堤	3,732.0	S25.10	S26. 3
二十渉堰堤	8,371.0	S25. 9	S26. 3
石楠花堰堤	4,381.0	S25.10	S26. 3
八洲嶺堰堤	2,403.0	S25.10	S26. 6
市ヶ原堰堤補強工 2	629.0	S26. 7	S27. 3
穂高堰堤	5,490.1	S36.11	S41. 1
河鹿堰堤	766.1	S42.11	S43. 3
河鹿副堰堤	126.4	S42.11	S43. 3
高雄山堰堤	5,738.6	S42.11	S44.12
地蔵谷第二堰堤	3,617.0	S47. 7	S49. 4
二十渉副堰堤	1,032.0	S48.12	S49. 9
八洲嶺第二堰堤	2,630.0	S48.10	S49.10
八洲嶺副堰堤	1,144.0	S51. 5	S52. 1
長谷堰堤	2,549.0	S51. 7	S52. 3
八洲嶺第三堰堤	5,945.0	S50.10	S52. 8
穂高副堰堤	500	S53.12	S54. 3
桜谷堰堤	3,514.0	S53. 3	S54. 3
桜谷副堰堤	722.0	S53. 3	S54. 3
石楠花第二副堰堤	397.0	S54.10	S55. 3
石楠花第二堰堤	2,637.0	S54.10	S55. 9
地蔵谷第三堰堤	3,320.0	S55.10	S57. 3
地蔵谷第三副堰堤	1,027.0	S56. 7	S57. 3
二十渉第二堰堤	2,077.0	S56.10	S57.11
二十渉第三堰堤	6,477.0	S61. 7	S62.10
二十渉第三副堰堤	2,408.0	S62. 9	S63. 3
新市ヶ原堰堤	20,595.0	S59. 1	H 1. 2
新市が原副堰堤	2,262.0	S61. 8	H 1. 2

文献¹⁰⁾には、平成元年までのデータのみ記載されている

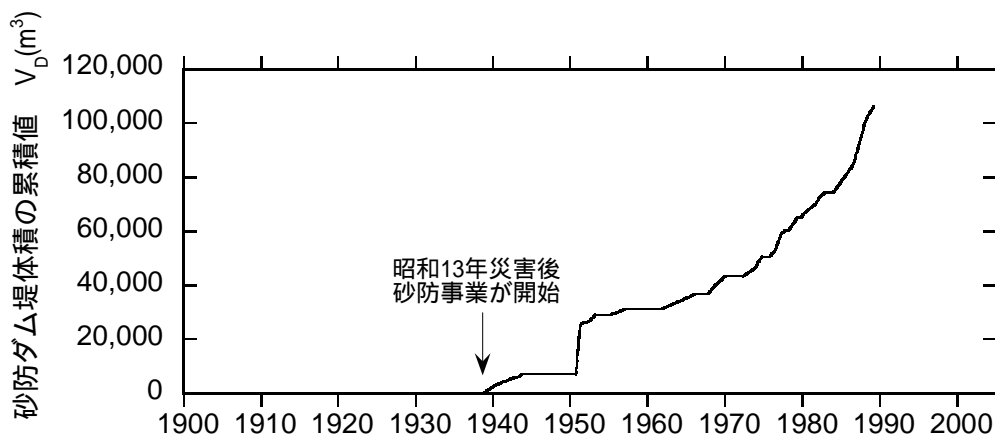


図 3 - 6 生田川（布引ダムより上流域）砂防ダム整備状況

前述したように，砂防事業のメニューとしては砂防ダム，山腹工，床固工，等が挙げられるが，ここでは，図 3 - 6 に示す砂防ダムの堤体積の累積値 $\sum V_D$ を流域内の砂防事業進展の指標と見なし， T_s と $\sum V_D$ の関係を次式により表現するものとする（ $\sum V_D$ で T_s 1 に漸近する関数）．

$$T_s = 1 - \frac{1}{\text{Exp}(a \cdot \sum V_D)} \quad (3.4)$$

ここに， $\sum V_D$ ：流域内に設置された砂防ダムの堤体積の累積値， a ：定数である．

昭和 42 年災害発生当時における $T_s = 0.372$ および $\sum V_D = 36,675.8 \text{ m}^3$ （図 3 - 6 より）を式(3.4)に代入することで，定数 $a = 1.27 \times 10^{-5}$ が算出される．これより，式(3.4)により推定される砂防事業による捕捉率の変化を図 3 - 7 に示す．

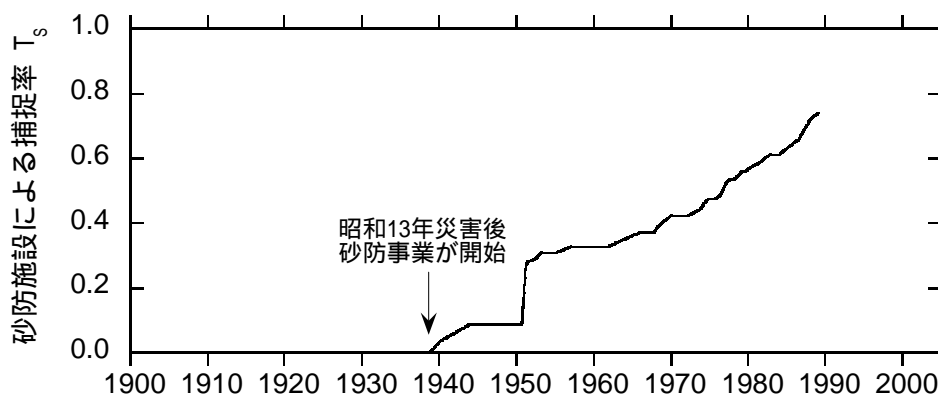


図 3 - 7 砂防事業による捕捉率の変化

(2) 定数 α' , β

前述のように、奥村らの検討結果を勘案して $\beta = 2.0$ とするが、 α' については布引ダムの流域特性を加味して設定する。ここでは、貯水池内堆積土砂量の実測値より、定数 α' の同定を行った。なお、 I については2万5千分の1地形図より判読し $I = 0.044$ とした。図3-8に $\alpha' = 4.0$, 6.2 , 8.0 とした場合における貯水池内堆砂量の変化を示す（計算値と実測値の比較）。

これによると、 $\alpha' = 6.2$, $\beta = 2.0$ とすることで、概ね布引ダム流域の流出土砂特性を概ね再現できることがわかる。

また、 $\alpha' = 6.2$ の場合の α の値は、 $\lambda = 0.55$ とすると $\alpha \cong 13.78$ となり、奥村らの成果で得られている平均的な値 $\alpha = 10$ よりも大きな値となる。これは、前述したように、当該流域は、全国的にみても当該流域の土砂生産量が多い特性を有していることを表している（雨水による侵食を受けやすい真砂土の表土に覆われており地形が急峻な特性）。

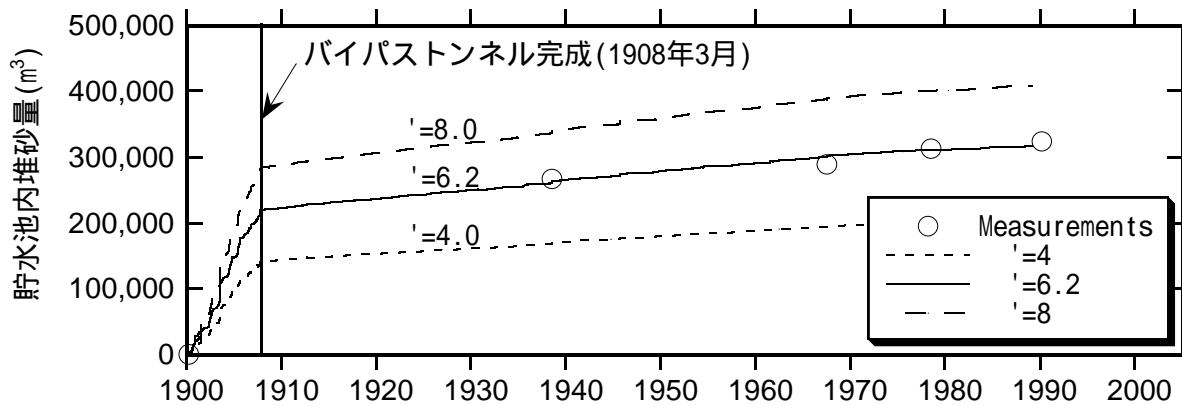


図3-8 α' の定数解析結果

3.3.2 バイパスによる土砂管理効果の定量的評価

ここでは、土砂管理効果の定量的評価を主眼に、バイパスの有無における貯水池内堆砂特性の比較を行った。

(1) 堆砂量の経年変化比較

前節にて同定された定数 α' 、 β を使用し、仮に布引ダム貯水池にバイパストンネルが設置されなかった場合における貯水池内堆砂量の経年変化を推測した。バイパストンネルの有無における日流入土砂量および貯水池内堆砂量の経年変化比較を図3-9および図3-10に示す。これによると、布引ダムにおいて、バイパストンネルが設置されなかった場合、ダム建設後約30年間程度(1928年付近)で貯水池(容量759千 m^3)が満砂していたことが推測される。ただし、厳密には、堆砂が進行し残容量が少なくなるに従い、微細粒分を中心に非常用洪水吐きから流出するようになるため、実際の貯水池が満杯になるまでの年数は、この値よりも長くなると考えられる。

なお、バイパストンネル設置後の堆砂実績から求められる当流域の比生産土砂量は、 $30,502(\text{m}^3/\text{年})/9.84(\text{km}^2)=3,099(\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年})$ と計算される。この値は、既設ダムの堆砂実績と比較してかなり大きな値となっているが、前述したように、地質・地形的な特性を勘案すると、当流域の生産土砂の特性を概ね反映しているものと考えられる。

(2) 貯水池容量と流入量・土砂流入量(堆積量)の関係

Basson¹¹⁾は、次に示す指標によりダム貯水池の排砂可能性を検討することを提案しており、角^{12),13)}は、日本における貯水池土砂管理事例について、下記に示す貯水池の流況に関する指標と、貯水池に流入する土砂量(堆積量)に関する指標を用いて整理している。

・貯水池の流況に関する指標(貯水池の滞留時間に相当)

$$1/\text{貯水池回転率} = CAP / MAR \quad (\text{年}) \quad (3.5)$$

ここに、 CAP ：貯水池容量(Capacity(m^3))、 MAR ：平均年間流入量(Mean Annual Runoff ($\text{m}^3/\text{年}$))である。

・貯水池に流入する土砂量に関する指標

$$\text{貯水池寿命} = CAP / MAS \quad (\text{年}) \quad (3.6)$$

ここに、 CAP ：貯水池容量(Capacity(m^3))、 MAS ：平均年間土砂流入量(堆積量)(Mean Annual Sediment Inflow ($\text{m}^3/\text{年}$))である。

また、式(3.5)、式(3.6)の比をとったものが流入量に対する流入土砂量(堆積量)の比率であり、流入河川における流砂濃度の大小を示し、次式で定義する。

$$\alpha_r = MAR / MAS \quad (3.7)$$

ここで、布引ダム流域に対して、期間別に同指標を適用すると表3-5となる。なお、平均年間土砂流入量については図3-10の両ケースにおけるプロットの傾きの平均値から算出し、平均年間流入量については、ダム地点の実測流入量(昭和21年1月～平成11年4月)を使用した。

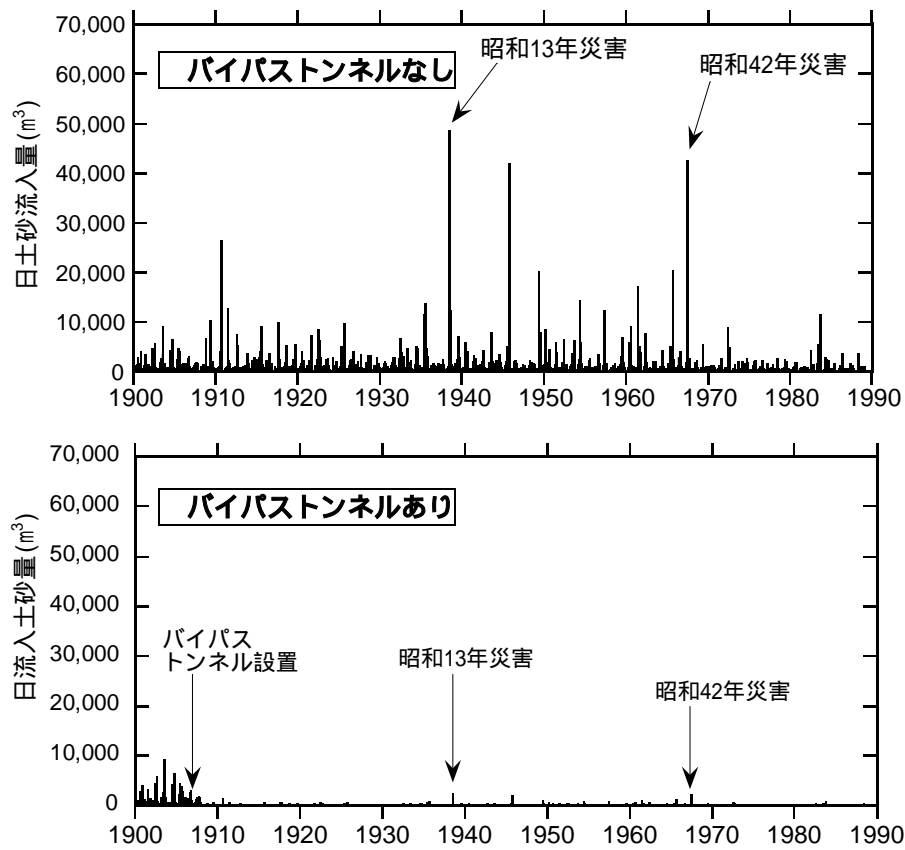


図 3 - 9 バイパストンネル有無の比較 日流入土砂量変化[$\alpha' = 6.2$, $\beta = 2.0$]

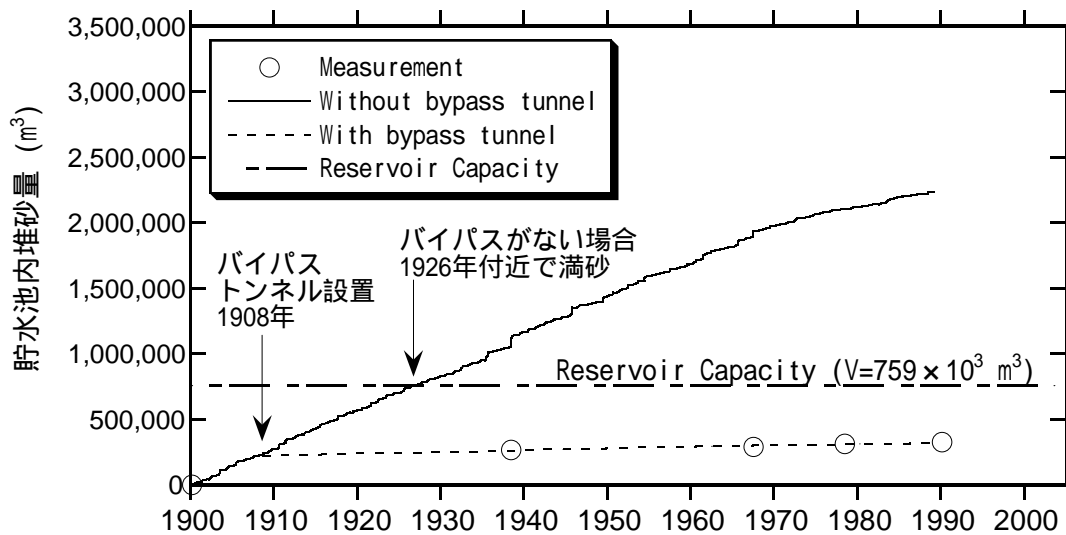


図 3 - 10 バイパストンネル有無の比較 貯水池内堆砂量経年変化[$\alpha' = 6.2$, $\beta = 2.0$]

表 3 - 5 布引ダムにおける MAR および MAS ($CAP = 759,500\text{m}^3$)

期 間	備 考	年平均 土砂流入量 MAS (m^3)	貯水池寿命 CAP / MAS (年)	年平均 流入量 MAR (m^3)	CAP / MAR (年)	α_r
1909 年 ~ 1929 年 (バypass設置直後)	バypassが ない場合	30,502	24.9	7,459,000	0.102	245
	バypassが ある場合	1,455	522.0			5,127
1979 年 ~ 1989 年 (バypass設置の約 80 年後)	バypassが ない場合	12,594	60.3			592
	バypassが ある場合	601	1263.7			12,411

さらに,角^{13),14)}が整理した $CAP / MAR \sim CAP / MAS$ 図に布引ダム流域の同指標をプロットすると,図 3 - 11 のとおりとなる.同図には,我が国における平均的な流域の値 $\alpha_r = 2.45 \times 10^3$ の場合の線も示す¹³⁾.なお,同図において,プロットがグラフの上側に移動することは貯水池内への流入土砂が少なくなることを示し,貯水池内への流入土砂軽減の観点からは良好な状態であるといえる.

これらによると,バイパストンネルの設置により,設置直後(期間)においては,約 25 年程度の貯水池寿命を約 500 年程度まで延命させる効果があり,さらに,砂防事業がある程度進展したバイパス設置 80 年後においても,約 60 年程度の貯水池寿命を約 1,300 年程度まで延命させる効果が得られている.

また,バイパスのありなしにかかわらず,期間 から期間 で貯水池寿命が増加しているのは,砂防事業の進展により流入土砂量が低減した効果であり,仮に排砂バイパスが設置されなかったとしても,貯水池寿命は,約 25 年から約 60 年まで延命できたものと推測される.しかしながら,同図からも明らかなように,布引ダムにおいては,排砂バイパスの設置による流入土砂量の低減効果の方が支配的である.

図 3 - 11 には,現在排砂バイパストンネルが建設・計画されている天竜川の美和ダム・小渋ダム・松川ダムが布引ダムに近い値でプロットされているが,これらのダムもバイパスの完成により貯水池寿命が同様に長くなり,貯水池の堆砂問題が大幅に改善されることが期待される.

1	大井ダム	D, SP	11	井川ダム	SP, E, D, PF
2	千頭ダム	SG	12	山口ダム	SG, PF
3	泰阜ダム	SG, D, PF	13	秋葉ダム	E, D, PF
4	笠置ダム	SG, PF	14	美和ダム	B, E, D, CD
5	大間ダム	SG, PF	15	牧尾ダム	E, D, CD
6	常盤ダム	SG	16	小渋ダム	E, B, CD
7	三浦ダム	SP	17	松川ダム	B, E, CD
8	平岡ダム	D, PF	18	旭ダム	B
9	佐久間ダム	D	19	出し平ダム	F
10	八久和ダム	E, D	20	宇奈月ダム	F

CD	: 貯砂ダム
F	: フラッシング排砂
PF	: 洪水吐きフラッシング
SG	: 排砂門
SP	: 排砂管
B	: 排砂バイパス
E	: 陸上掘削
D	: 浚渫

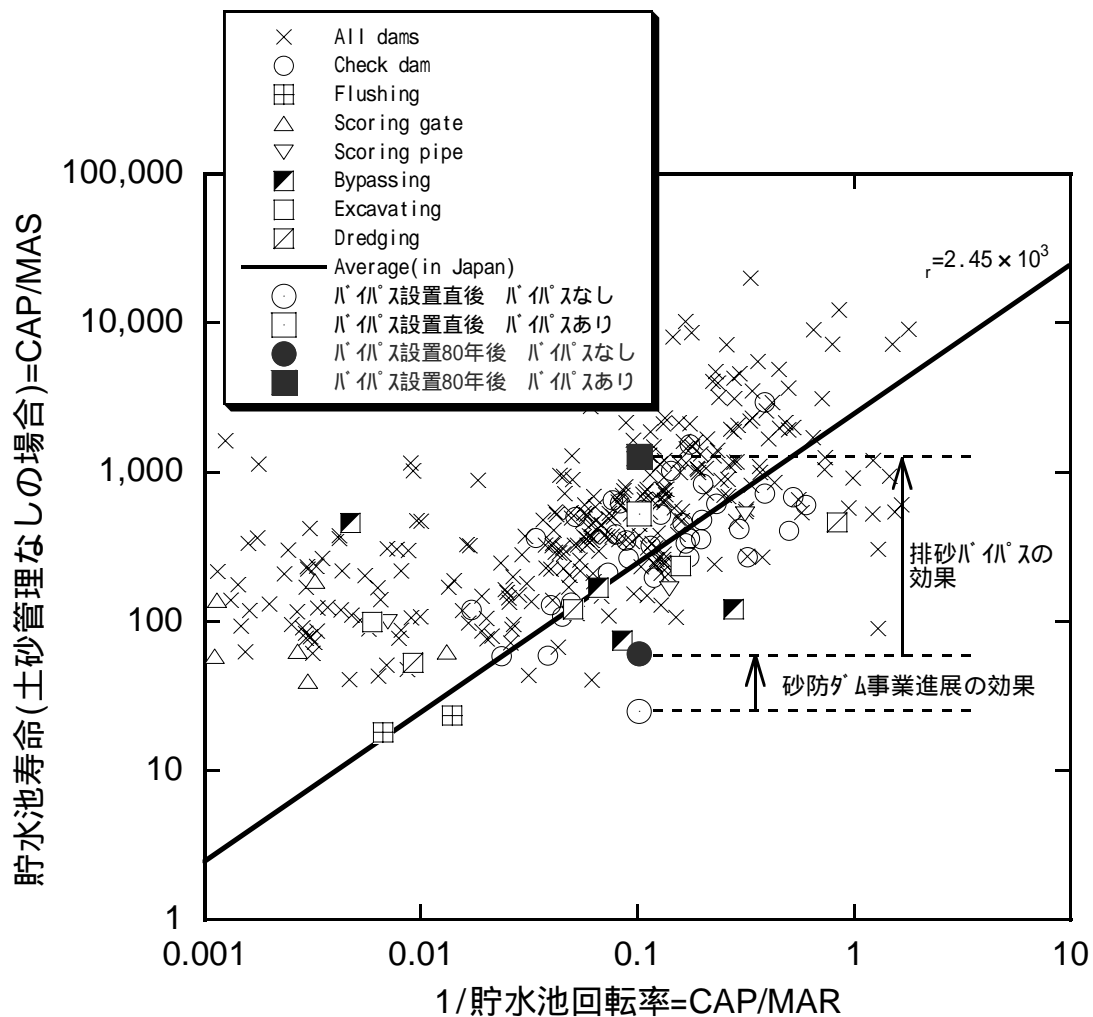


図3-11 日本における貯水池土砂管理事例と布引ダムのバイパス評価
(貯水池回転率と堆砂による貯水池寿命の関係)

3.4 排砂バイパスの適用に関する検討

前節までの検討により，布引ダム貯水池においては，排砂バイパスが十分な堆砂抑制効果を発揮したことが推測された．ここでは，排砂バイパスの流入土砂軽減による経済効果を主眼に，一般的な排砂バイパスの適用性に関して検討を行うものとする．

以下では，「従来から実施されてきた堆積土砂の掘削浚渫」と「排砂バイパス設置による堆積土砂軽減効果」をコスト面から比較を行い，排砂バイパスの適用性について検討を行った．

3.4.1 排砂バイパス事業のモデル化

検討の簡略化のため，トンネル断面は下図に示す内径 r_t の円形トンネルを想定する．

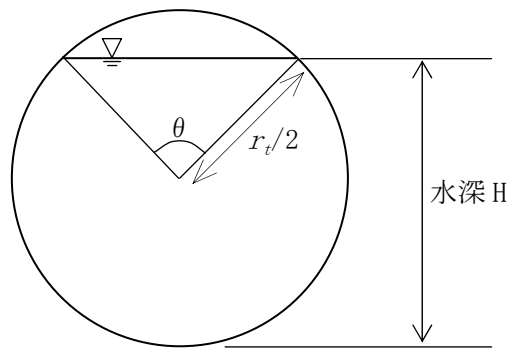


図 3-12 排砂バイパスモデル（円形断面を想定）

円形トンネルのため，図 3-12 に対する流積 A および潤辺 S は次式のとおりとなる．

$$A = \frac{r_t^2}{8} (2\pi - \theta + \sin \theta) \quad (3.8)$$

$$S = \frac{r_t}{2} (2\pi - \theta) \quad (3.9)$$

一方，水路トンネルの設計基準¹⁵⁾より，無圧トンネルの場合は 15%の空積（余裕）を確保する必要があることから，上記の θ は次式を満たす必要がある．

$$\begin{aligned} 0.85 \cdot \pi \frac{r^2}{4} &= \frac{r^2}{8} (2\pi - \theta + \sin \theta) \\ \frac{(2\pi - \theta + \sin \theta)}{2} - 0.85\pi &= 0 \\ 0.3\pi - \theta + \sin \theta &= 0 \end{aligned} \quad (3.10)$$

上式は解析的には解けないので，以下のとおり繰り返し計算により θ を算出する．

$f(\theta) = 0.3\pi - \theta + \sin \theta$ とすると, $f'(\theta) = -1 + \cos \theta$ であるから,

次式の Newton 法により θ を算出する.

$$\theta_{n+1} = \theta_n - \frac{f(\theta_n)}{f'(\theta_n)} \quad (\cdots \text{Newton 法})$$

$$\theta = 1.8915 - 0.6021\pi \quad (\text{unit: radian}) \quad (3.11)$$

よって, 空積 15%を確保する場合, 円形断面トンネルの流積 A , 潤辺 S および径深 R は次式のように, 一意的に決定される.

$$A = 0.6676r_t^2 \quad (3.12)$$

$$S = 2.1958r_t \quad (3.13)$$

$$R = 0.3040r_t \quad (3.14)$$

また, 水路トンネルの同基準¹⁵⁾より, トンネル河川の場合, 対象流量の 130%の流量に対してトンネル断面を決定する必要がある.

トンネル設計は一般的にマンニングの等流計算で実施され, この際の粗度係数としては $n = 0.023$ が標準的に使用される

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (3.15)$$

今, バイパス対象流量を Q_{ton} とすると, トンネル検討流量は $1.3Q_{ton}$ となる.

つまり, 次式のように, トンネル勾配 I と粗度係数 n (トンネルの場合, 良好な維持管理ができない場合は, 一般的に 0.023 を使用¹⁵⁾) および対象流量 Q_{ton} が決定されれば, トンネル規模(内径 r_t) が決定される.

$$1.3Q_{ton} = \frac{0.6676r_t^2}{n} (0.3040r_t)^{2/3} I^{1/2}$$

$$Q_{ton} = 0.2322r_t^{8/3} \frac{I^{1/2}}{n}$$

$$r_t = \left(\frac{nQ_{ton}}{0.2322I^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (3.16)$$

ここで, トンネル建設費用 (Initial Cost) を, トンネル内径 r_t の関数であると考える.

$$\text{Tunnel Cost} = f(r_t) \quad (3.17)$$

また、トンネル建設費用は、下記の点に留意し表 3 - 6 のとおり算出した。

- a) 諸経費率は 45%とする
- b) “ トンネルには呑口工や吐口工が別途必要なこと ” および “ 排砂バイパスのため、
摩耗対策が必要となること ” を勘案し、覆工単価として通常の 1.5 倍程度を見込む

表 3 - 6 に対し、重回帰式を作成すると式(3.18)のとおりとなる。

$$\text{Cost of per unit length} = 35.179r_t^2 + 185.87r_t \quad (\text{千円/m}) \quad (3.18)$$

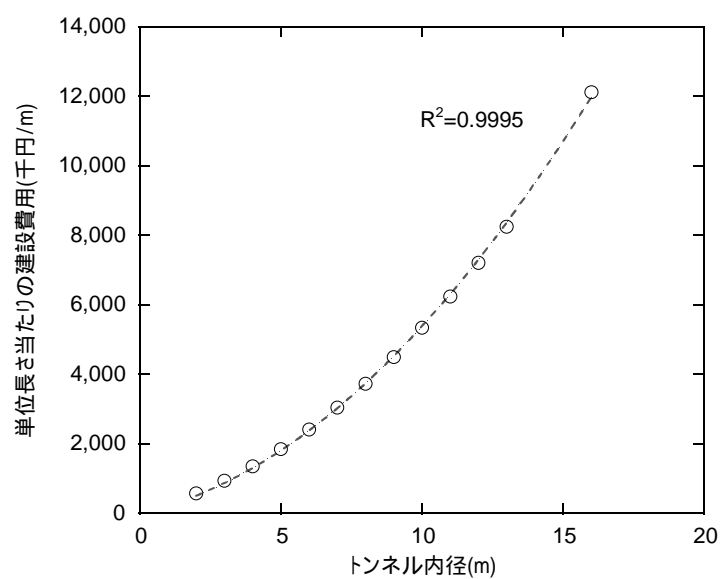
また、トンネルの長さは $L = \frac{h}{I}$ で表せるので、トンネルのトータルコストは式(3.19)のとおりとなる。ここで h : ダムの高さである。

$$\text{Tunnel Cost} = \frac{h}{I} (35179r_t^2 + 185870r_t) \quad (\text{円}) \quad (3.19)$$

式(3.19)により、流量、トンネル勾配（河道勾配）、および粗度係数（一般的には 0.023 を使用）が明らかであれば、トンネルの事業費単価が算出でき、さらに、ダム高さ h が明らかであれば、トンネルの全体費用がわかることになる。

表 3 - 6 トンネル工事費

内径 (m)	覆工厚 (m)	掘削断面 (m ² /m)	内空断面 (m ² /m)	覆工量 (m ³ /m)	掘削単価 (円/m ³)	覆工単価 (円/m ³)	直接工事費 (千円/m)	工事価格 (千円/m)
2.00	0.45	6.602	3.140	3.462	30,000	60,000	406	589
3.00	0.45	11.940	7.065	4.875	30,000	60,000	651	944
4.00	0.45	18.848	12.560	6.288	30,000	60,000	943	1,367
5.00	0.45	27.326	19.625	7.701	30,000	60,000	1,282	1,859
6.00	0.45	37.374	28.260	9.114	30,000	60,000	1,668	2,419
7.00	0.45	48.992	38.465	10.527	30,000	60,000	2,101	3,046
8.00	0.45	62.180	50.240	11.940	30,000	60,000	2,582	3,744
9.00	0.45	76.938	63.585	13.353	30,000	60,000	3,109	4,508
10.00	0.45	93.266	78.500	14.766	30,000	60,000	3,684	5,342
11.00	0.45	111.164	94.985	16.179	30,000	60,000	4,306	6,244
12.00	0.45	130.632	113.040	17.592	30,000	60,000	4,974	7,212
13.00	0.45	151.670	132.665	19.005	30,000	60,000	5,690	8,251
16.00	0.50	226.865	200.960	25.905	30,000	60,000	8,360	12,122



3.4.2 排砂バイパスの水力条件および排砂条件

排砂バイパスが土砂軽減対策として成立（他の手法より有利となる）するか否かを検討するためには、『対象流量が大きくなりすぎると、トンネル規模が大きくなり経済的に不利となる』ことを勘案する必要がある。

ここでは、経済性に関する検討として、従来の掘削・浚渫の対策とのコスト比較を行う。また、モデルの簡易化のため、河床勾配 I トンネル勾配とし、貯水池の長さ L トンネルの長さとして仮定する。さらに、洪水時のピーク流入量 Q_{in} に対し、トンネルに分派される流量 Q_{ton} の比を R_{pf} とする。なお、排砂バイパス設置の工事中である実績ダム（天竜川水系美和ダム）のピー

ク流量で $R_{pf} = \text{約 } 1/4(0.25)$ である。

$$R_{pf} = \frac{Q_{ton}}{Q_{in}}$$

$$Q_{ton} = R_{pf} Q_{in} \quad (3.20)$$

一方、 $Q_{in} = r Q_{ave}$ と表現して（ r は年間平均流入量と洪水流量の比率）,

$$Q_{ave} = \frac{MAR}{86400 \times 365}$$

$$Q_{in} = \frac{r \cdot MAR}{86400 \times 365} \quad (3.21)$$

よって、トンネル対象流量は次式のとおりとなる。

$$Q_{ton} = R_{pf} Q_{in} = \frac{R_{pf} \cdot r \cdot MAR}{86400 \times 365} \quad (3.22)$$

ここで、排砂バイパスの対象流量は、持続的管理の観点からも、流入量が大きく、生起頻度もある程度高い流量が望ましい（例えば、3 位/365 日程度）。式(3.22)中の r は、バイパス対象流量の大きさを表すパラメータである。ここでは、我が国の各地域において、 r がどの程度の値となっているかを調べた。結果を図 3 - 13 に示す。なお、使用した流量データは、平成 11 年～平成 13 年間に直轄河川において計測された流量¹⁶⁾のうち、上位 5 位までを抽出したものである。これらによると、全国平均的には 3 位/365 日流量で $r = 8$ 程度である。

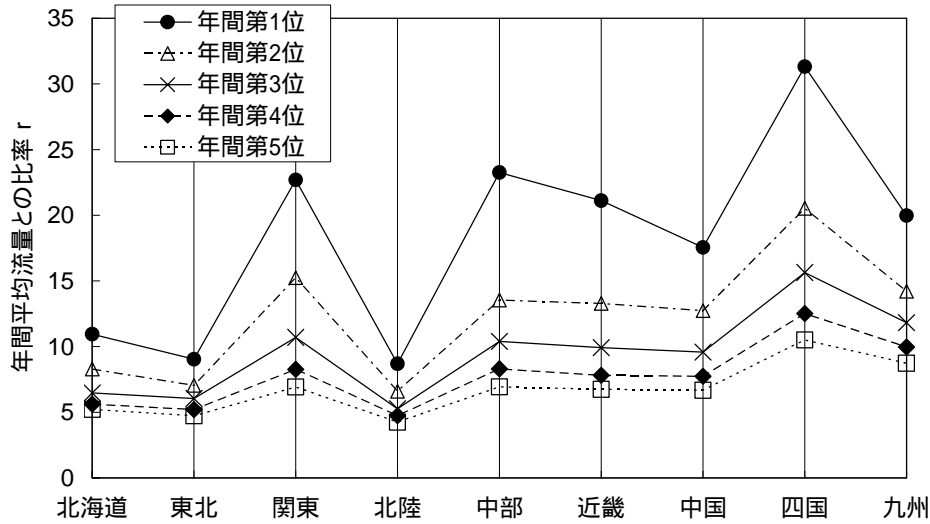


図 3 - 13 我が国の年間平均流量に対する洪水流量の比率(r)

このトンネル対象流量に必要なトンネル径は，

$$r_t = \left(\frac{nQ}{0.2322I^{1/2}} \right)^{3/8} = \left(\frac{nR_{pf} \cdot r \cdot MAR}{0.2322 \times 86400 \times 365I^{1/2}} \right)^{3/8} = \left(\frac{nR_{pf} \cdot r \cdot MAR}{7322659.2I^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (3.23)$$

さらに，このトンネル建設に必要な Initial Cost は，

$$\text{Tonnel Initial Cost} = \frac{h}{I} \left\{ 35179 \left(\frac{nR_{pf} \cdot r \cdot MAR}{7322659.2I^{1/2}} \right)^{3/4} + 185870 \left(\frac{nR_{pf} \cdot r \cdot MAR}{7322659.2I^{1/2}} \right)^{3/8} \right\} \quad (3.24)$$

また，片岡¹⁷⁾によると，排砂バイパスの先進事例である旭ダムにおける排砂バイパスの実績の摩耗量は 40mm/年程度である．ここでは同摩耗量と同等の摩耗量が生じるものと仮定する．また，土砂による摩耗は掃流砂による摩耗が主体であると考えられるため，摩耗は円形トンネル断面の下半分で生じるものとし，補修コンクリートの単価を施工時と同等の 60,000 円を考える．

従って，年間の排砂バイパスの補修コスト（維持管理費）は，

$$\text{Running Cost} = 0.04 \cdot 60000 \cdot \frac{r_t \pi h}{2 I} = 1200 r_t \pi \frac{h}{I} \quad (3.25)$$

また，土砂は分派比 R_{sd} で分派されるものとして，貯水池への年間流入土砂軽減量(m^3)（年間トンネルバイパス量）は次式のとおりとなる．なお，柏井らの研究成果¹⁸⁾より， $R_{sd} = 0.8$ 程度である．

$$\text{年間土砂流入軽減量} = R_{sd} \cdot MAS \quad (3.26)$$

大矢ら¹⁹⁾の研究成果によると，運搬距離 T_L (km) に対する単位体積当たりの土砂処理コスト C_s (円/m³) は，次式のとおき表せる．

$$C_s = p \cdot T_L + q \quad (3.27)$$

ここに， p ：運搬距離に対する単位体積当たりの処理コスト増加の傾き， q ：運搬距離がゼロの場合における処理コスト（ $C_s \sim T_L$ グラフにおける切片）である．なお，大矢らの研究成果によると， $p = 75$ 円/m³/km， $q = 3,000$ 円/m³ 程度である．

土砂流入軽減量を通常の土砂処理を実施した場合の費用に換算すると，次式のとおきとなる．

$$\text{年間の軽減コスト} = R_{sd} \cdot MAS \cdot (p \cdot T_L + q) \quad (3.28)$$

以上より， T 年経過した時点における排砂バイパスのトータルコストは次式のとおきとなる．

$$\text{Total Cost} = \frac{h}{I} \left\{ 35179 \left(\frac{nR_{pf} \cdot r \cdot MAR}{7322659.2I^{1/2}} \right)^{3/4} + 185870 \left(\frac{nR_{pf} \cdot r \cdot MAR}{7322659.2I^{1/2}} \right)^{3/8} \right\} + \sum_{t=1}^T \frac{1200hr_t\pi}{I(1+0.02)^t} \quad (3.29)$$

ここで，現在価値化に用いる割引率は，山上ら²⁰⁾の成果より 2% とした．

また，上式の排砂バイパスの土砂流入軽減効果を通常の土砂処理を実施した場合の費用に換算すると次式のとおきである．

$$\text{Money Value of Tonnel Effect} = \sum_{t=1}^T \frac{R_{sd} \cdot MAS \cdot (p \cdot T_L + q)}{(1+0.02)^t} \quad (3.30)$$

以上より，式(3.29)と式(3.30)が等しくなる条件が，排砂バイパスが有利となる境界線である．

ここでは，ダム高さやダム容量の関係を図 3 - 14 に示すモデル貯水池で与えることとし，異なる 3 ケースの貯水容量について，ダム完成 100 年後および 200 年後に排砂バイパスによる土砂対策が有利となる条件を検討する．

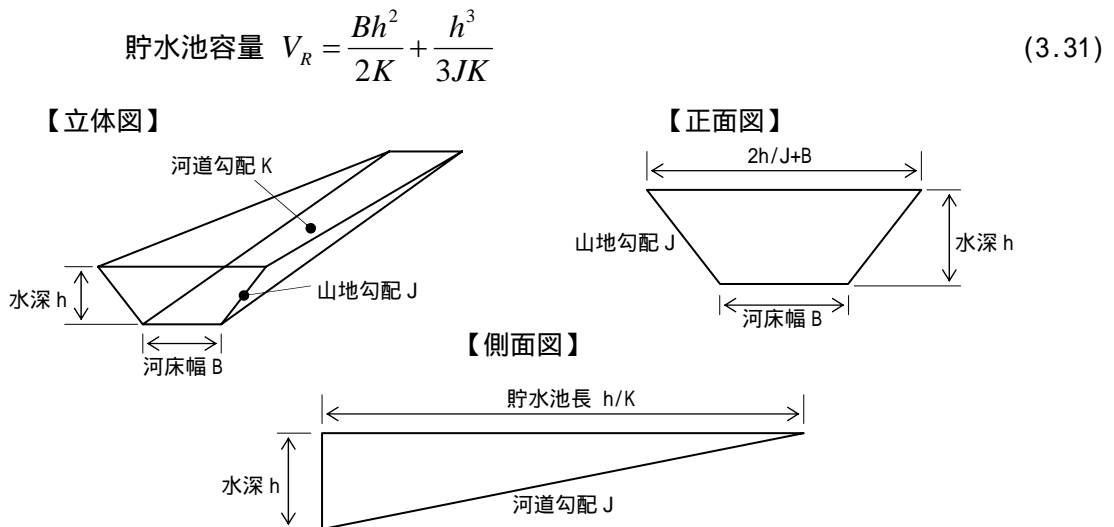


図 3 - 14 モデル貯水池

3.4.3 排砂バイパスの成立条件に関する検討

前節までの検討結果を踏まえ、表3-7に示すケースに対し、排砂バイパスが従来の掘削・浚渫による土砂排出よりも有利となる条件を算出した。なお、掘削による土砂撤去の際の運搬距離 T_L (km)は40kmと仮定した。

図3-15中の境界線より下部の領域が、排砂バイパスが有利となる範囲である。

これらによると、貯水容量の大きさにより、排砂バイパスが有利となる条件は大きく変化しないことがわかる。また、現在バイパスが計画されているダム貯水池、あるいは既にバイパスが設置されているダム貯水池については、概ね各貯水池とも排砂バイパスが有利となる範囲に位置しており、今後も十分なバイパス設置効果が期待できるものと考えられる。

表3-7 計算ケース

	貯水容量	河道幅B (m)	ダム高さ (m)	山地勾配 J	河床勾配 K	洪水規模 パラメータ r
Case1	7,500 千 m ³	50	33	0.50	0.01	8
Case2	15,000 千 m ³	50	44	0.50	0.01	8
Case3	30,000 千 m ³	50	57	0.50	0.01	8

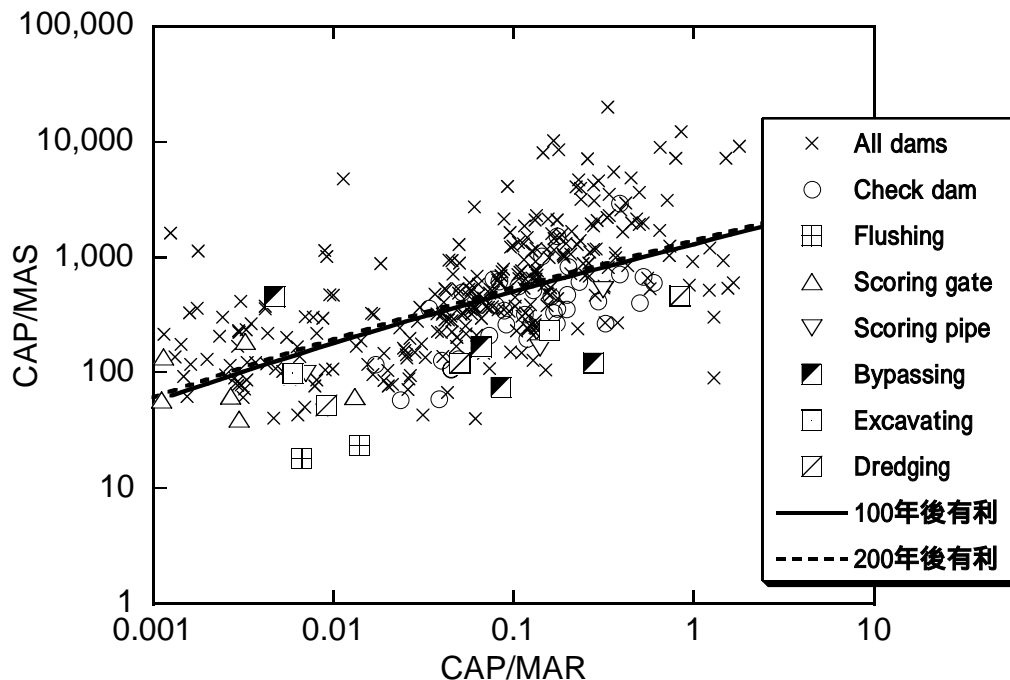


図3-15(1) Case1(7,500 千 m³)排砂バイパスが有利となる条件

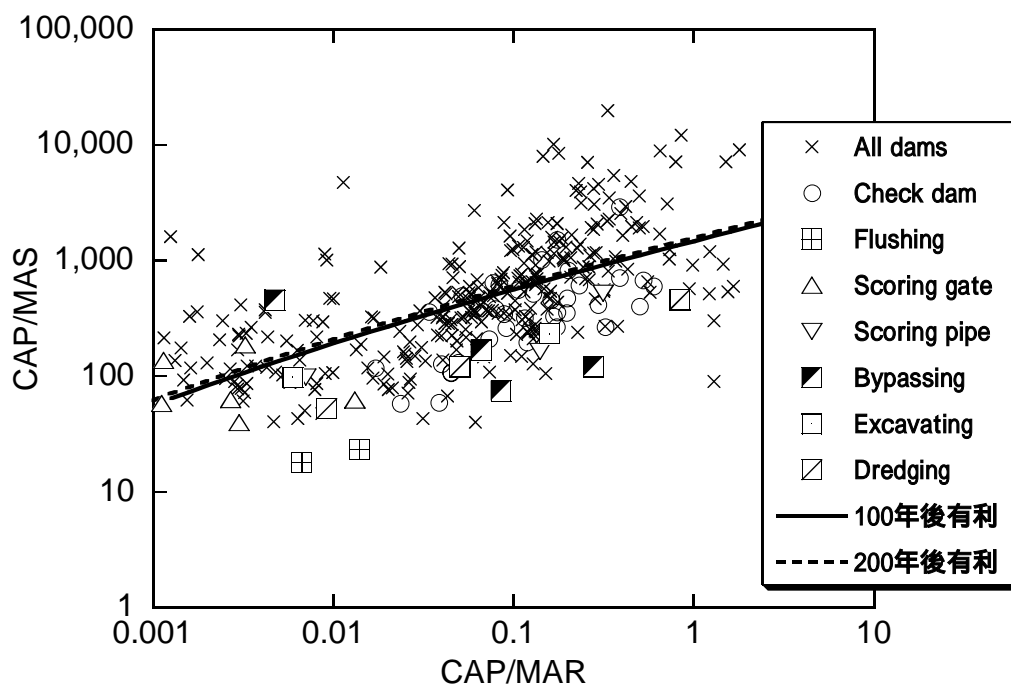


図 3 - 15(2) Case2(15,000 千 m^3)排砂バイパスが有利となる条件

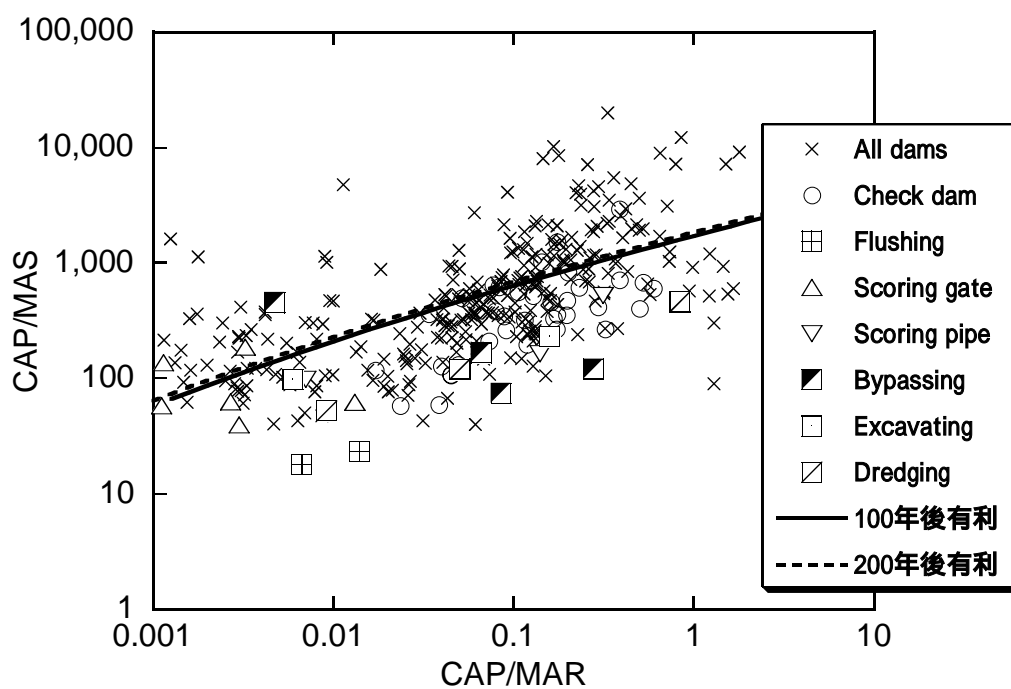


図 3 - 15(3) Case3(30,000 千 m^3)排砂バイパスが有利となる条件

3.5 結語

本章では、兵庫県布引ダム貯水池を対象に、砂防事業の進展も加味した上で、バイパス設置による貯水池土砂管理効果の定量的把握を行った。また、排砂バイパス事業を簡易的にモデル化することにより、排砂バイパスの対策が従来からの対策手法（掘削・浚渫）よりも経済的に有利となる条件に関して検討を行った。本章で得られた知見は以下のとおりである。

砂防事業進展の効果が無いと仮定すると、年平均貯水池土砂流入量が排砂バイパスにより約 31,000m³/年から約 1,500m³/年に低減できた。また、約 25 年程度であった貯水池寿命を約 500 年程度まで延命できた。

砂防事業進展の効果を考慮すると、年平均貯水池土砂流入量が排砂バイパスにより約 13,000m³/年から約 600m³/年に低減できた。また、約 60 年程度であった貯水池寿命を約 1,300 年程度まで延命できた。

上記より、布引ダムにおけるバイパスは、建設当初の流入土砂軽減の目的通り、十分な効果が得られたものと考えられる。一方で、生産土砂量の算出において流域地目の経時変化（林相変化など）の考慮、土砂流出ハイドロ波形とダム操作の関係等は、今後の検討課題として残されている。

排砂バイパス事業のモデル化により、排砂バイパスによる土砂管理が、従来の掘削・浚渫による土砂管理よりも有利となる条件範囲が、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図（ CAP ：総貯水容量， MAR ：平均年間流入量， MAS ：平均年間土砂流入量）上で明示できることがわかった（排砂バイパス設置が有利となる条件範囲）。

上記の結果によると、貯水容量の大きさにより、排砂バイパスが有利となる条件は大きく変化しないことがわかった。また、現在バイパスが計画されているダム貯水池、あるいは既にバイパスが設置されているダム貯水池については、概ね各貯水池とも排砂バイパスが有利となる範囲に位置しており、今後も十分なバイパス設置効果が期待できるものと考えられる。

バイパストンネルの効果に関する成果としては旭ダムの排砂バイパスがあり¹⁷⁾、同成果の中でも、バイパス運用後は、貯水池内の堆砂がほとんど進行していないことが報告されている。しかしながら、布引ダム、旭ダムともに、多目的ダムではなく（布引ダム：水道用水，旭ダム：揚水発電用下池）、今後は多目的ダムに対する排砂バイパス適用の検討が強く望まれる。その観点では、美和ダム（2005.6 試験運用開始）・小渋ダム・松川ダムなどのバイパス施設の早期の完成と運用実績の評価が期待される。この際には、角²⁾が指摘しているように、対象粒径による設計・管理の相違、下流河川への土砂還元効果、および、洪水調節と土砂流入量軽減の相反する目的を満足させる操作の実現と管理実績からの検証などの検討が必要とされる。

参考文献

- 1) 財団法人 ダム技術センター：多目的ダムの建設 管理編，pp. 139，2005.
- 2) 角哲也：ダム貯水池土砂管理の将来，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp. 117-126，2000.
- 3) 角哲也，高田康史，岡野眞久：バイパス設置による貯水池土砂管理効果の定量的把握，河川技術論文集，No. 10，pp. 209-214，2004.
- 4) SUMI, T. , OKANO, M. and TAKATA, Y : RESERVOIR SEDIMENTATION MANAGEMENT WITH BYPASS TUNNELS IN JAPAN, Proceedings of the Ninth International Symposium on River Sedimentation, Vol. 2, pp. 1036-1043, 2004.
- 5) 神戸市水道局：神戸市水道七十年史，1973.
- 6) 芦田和男，奥村武信：ダム堆砂に関する研究，京大防災研年報，17 号 B，pp. 555-570，1974.
- 7) 吉良八郎：ダム堆砂とその防除，森北出版，1982.
- 8) 芦田和男，奥村武士：豪雨時の流出土砂量に関する資料の解析研究，自然災害資料解析 4，pp. 85-91，1977.
- 9) 社団法人 近畿建設協会：六甲三十年史，1974.
- 10) 六甲砂防事務所：六甲山系砂防工事管内平面図
- 11) Basson, G. : Sediment pass-through operations in reservoirs, Proc. Conf. on Reservoir Sedimentation, 2, pp. 946-991, 1996.
- 12) 角哲也：日本における貯水池土砂管理，第 3 回世界水フォーラム「流域一貫の土砂管理－貯水池土砂管理に向けた挑戦」セッション論文集，pp. 27-40，2003.
- 13) 角哲也：水資源の持続的管理のための貯水池土砂管理の推進，水文・水資源学会 2003 年研究発表会要旨集，pp. 34-35，2003.
- 14) 角哲也：ダム貯水池のフラッシング排砂における排砂効率，ダム工学，Vol. 10, No. 3, pp. 211-221，2000.
- 15) 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]，建設省河川局監修 社団法人日本河川協会編
- 16) 直轄河川流量データ，国土交通省河川局編，日本河川協会
- 17) 片岡幸毅：旭ダムにおける貯水池の土砂管理について，第 3 回世界水フォーラム「流域一貫の土砂管理－貯水池土砂管理に向けた挑戦」セッション論文集，pp. 87-96，2003.
- 18) 柏井条介，角哲也，本田敏也：土砂バイパス施設分派部の水理的特性，大ダム，No. 164, pp. 169-177，1998.
- 19) 大矢通弘，角哲也，嘉門雅史：ダム堆砂リサイクルのコスト分析と PFI による事業化検討，ダム工学 Vol. 13, No. 2, pp. 90-106，2003.
- 20) 山上裕也，松下博通，佐川康貴，上村祐二：ライフサイクルコスト (LCC) 試算で用いられる割引率に関する検討，土木学会第 58 回年学術講演会，pp. 61-62，2004.

第 4 章 フラッシング排砂の適用に関する研究

4.1 概 説

フラッシング排砂は、ある程度規模の大きな出水時において貯水位を低下させ、開水路状態（フリーフロー状態）とすることで貯水池内の掃流力を大きくし、堆積土砂を排砂ゲートより排出する土砂管理手法である。フラッシング排砂は、ダム貯水池の排砂効率や排砂効果の条件（地形、水文条件）および下流域に対する環境影響の条件（生物や河床材料・形状に対するインパクトが許容範囲内に収まる）さえ整えば、貯水位の運用と排砂ゲートの設置のみで恒久的な土砂管理が行える手法であり、経済面でも非常に効率的な対策となる可能性を有している。

我が国においては、古くから小規模の発電ダムや堰で取水口近傍の堆積土砂の排出を目的とした排砂門が設置されてきた。これに対し、流出土砂量が多い黒部川に設置されたダムでは、排砂ゲートを用いた大規模な排砂が実施されてきている。

また、世界的には、表 4-1 に示すように数多くの実施例がある¹⁾。同表によると、我が国で漠然と抱かれているフラッシング排砂へのマイナスイメージ（下流環境への悪影響のイメージ）と比べても、世界的にも極めて一般的な排砂手法であることがわかる。

フラッシング排砂の簡易的な検討ツールとしては RESCON モデルがある。世界的な貯水池堆砂問題を背景とし、1999 年 12 月に、世界銀行は貯水池の持続的管理の実現可能性の評価を政策レベルで検討するツールとして、RESCON(REServoir CONservation)プロジェクト²⁾をスタートさせた。RESCON モデルは、5 つの土砂管理代替案(a. フラッシング排砂、b. 水圧差による土砂吸引法(HSRS)、c. 浚渫、d. 掘削、e. 土砂除去なし)の技術的評価を行い、それを基に経済的に最適な代替案を選択するツールである。しかしながら、その適用事例はまだ少なく、今後更なる改良を加えるべき課題が残っているものと考えられる。

一方で、我が国の河川流域に目を移すと、その地形、地質、水文学的条件により、世界的に見ても土砂生産の盛んな特性を有しており、中部地方を中心に貯水池内堆砂の進行が活発な地域が多い。このため、今後、我が国においてもフラッシング排砂を実施するダム貯水池が増加すれば、従来どおりの“堆砂容量を 100 年分見込む”ダム計画よりも、遙かに経済的で効率的なダム事業を伸展させることができる。

このような状況下において、著者ら³⁾は、RESCON モデルを基に、フラッシング排砂による持続的貯水池管理の条件について検討を行っている。本章では、RESCON モデルの土砂管理代替案の中でも、フラッシング排砂モデルに着目し、日本の貯水池にも適用可能なようにモデルの改良を行うと共に、これを用いてフィージビリティ評価手法の提案を行った。

表 4 - 1 世界各国におけるフラッシング排砂事例¹⁾

ダム名	国	ダム高 (m)	当初総貯水 容量 (CAP) (百万 m ³)	年間総土砂 流入量 (MAS) (百万 m ³) ^{*1}	1/貯水池 回転率 (=CAP/ MAR)	貯水池 寿命 (=CAP/ MAS)	排砂時 平均流量 (m ³ /s)	排砂 時間 (時間)	排砂 頻度 (1/年)	排砂 成功 (Atkinson)
出し平	日本	76.7	9.01	0.62	0.00674	14.5	200	36	1	()
宇奈月	日本	97	24.7	0.96	0.014	25.7	300	48	1	-
Gebidem	Switzerland	113	9	0.5	0.021	18.0	10	45	1	
Verbois	Switzerland	32	15	0.33	0.00144	45.5	600	36	3	
Barenburg	Switzerland	64	1.7	0.02	0.000473	85.0	90	20	5	
Ferrera	Switzerland	28	0.23	0.008	0.00018	28.8	80	12	5	
Genissiat	France	104	53	0.73	0.00467	72.6	600	36	3	
Baira	India	51	9.6	0.3	0.00489	32.0	44	31	1	
Gmund	Austria	37	0.93	0.07	0.00465	13.3	6	168	不明	
Hengshan ^{*2}	China	65	13.3	1.18	0.842	11.3	2	672	2~3	
Santo Domingo	Venezuela	47	3	0.08	0.00667	37.5	5	72	不明	
Jen-shan-pei	Taiwan	30	7	0.23	不明	30.4	12.2	1272	1	
Guanting	China	43	2270	60	1.5	37.8	80	120	不明	
Guernsey	USA	28.6	91	1.7	0.0433	53.5	125	120	不明	
Heisonglin	China	30	8.6	0.7	0.6	12.3	0.8	72	不明	
Ichari	India	36.8	11.6	5.7	0.00218	2.0	2.16	24	不明	
Ouchi-Kurgan ^{*2}	Former USSR	35	56	13	0.00376	4.3	1000	2400	不明	
Sanmenxia ^{*2}	China	45	9640	1600	0.224	6.0	2000	2900	1	
Sefid-Rud ^{*2}	Iran	82	1760	50	0.352	35.2	100	2900	不明	
Shuicaozi	China	28	9.6	0.63	0.0186	15.2	50	36	不明	

*1：ダム完成後の平均値，*2：スルーシング排砂ダム

4.2 RESCON モデルの概要

ここでは、RESCON モデルの概要を示す。

RESCON モデルにおけるフラッシング排砂の評価には、容量確保の観点より持続可能か否かの判定基準として Atkinson の提案した判定指標 SBR, LTCR⁴⁾が採用されている。

4.2.1 SBR (Sediment Balance Ratio)

持続的な貯水池運用のためには、1 回のフラッシング排砂で排出可能な土砂量は、少なくとも次の排砂が実施されるまでの期間に堆積する土砂量と同量以上でなければならない。SBR はこのような排砂効率を判定する指標であり、SBR の条件は式(4.1)により定義される。

$$\begin{aligned} SBR &= \frac{\text{1年当りフラッシング排砂量}}{\text{年間堆砂量}} \\ &= \frac{\left(\frac{Q_s T_f \cdot 86400}{N} \right)}{M_{in} \cdot TE} \geq 1 \end{aligned} \quad (4.1)$$

ここに、 Q_s : フラッシング排砂量(t/s)、 T_f : 排砂実施期間(日)、 N : 排砂実施サイクル(年)、 M_{in} : 年流入土砂量(t/年)、 TE : 土砂捕捉率である。 TE は貯水池回転率と土砂捕捉率の関係を示した Brune 曲線⁵⁾により、 Q_s は清華大学式⁴⁾により求められる。

4.2.2 LTCR (Long Term Capacity Ratio)

貯水池の水利用を考慮すれば、フラッシング排砂により維持可能となる貯水容量は所定の大きさを満足する必要がある。LTCR はこのような排砂効果を判定する指標であり、初期の総貯水容量に対する維持可能な容量の割合で定義される。この割合は、Atkinson⁴⁾では 0.5、RESCON モデル²⁾では 0.35 と設定されており、LTCR の条件は式(4.2)により定義される。

$$LTCR = \frac{\text{維持可能な貯水容量}}{\text{初期貯水容量}} \geq 0.35 \quad (4.2)$$

(なお、Atkinson⁴⁾では $LTCR \geq 0.5$)

RESCON モデルでは、図 4 - 1 に示されるように(図 2 - 5 と同様)、複雑な貯水池地形を単純にモデル化し、ダムサイト付近の代表断面にて LTCR が評価され、代表断面は

図 4 - 2 のように表現される。ここで、排砂しても堆積土砂が除去されずに取り残される断面積を A、排砂によって土砂が除去される断面積を B とすると、LTCR の条件は式(4.3)により表される。

$$LTCR = \frac{B}{A+B} \geq 0.35 \quad (4.3)$$

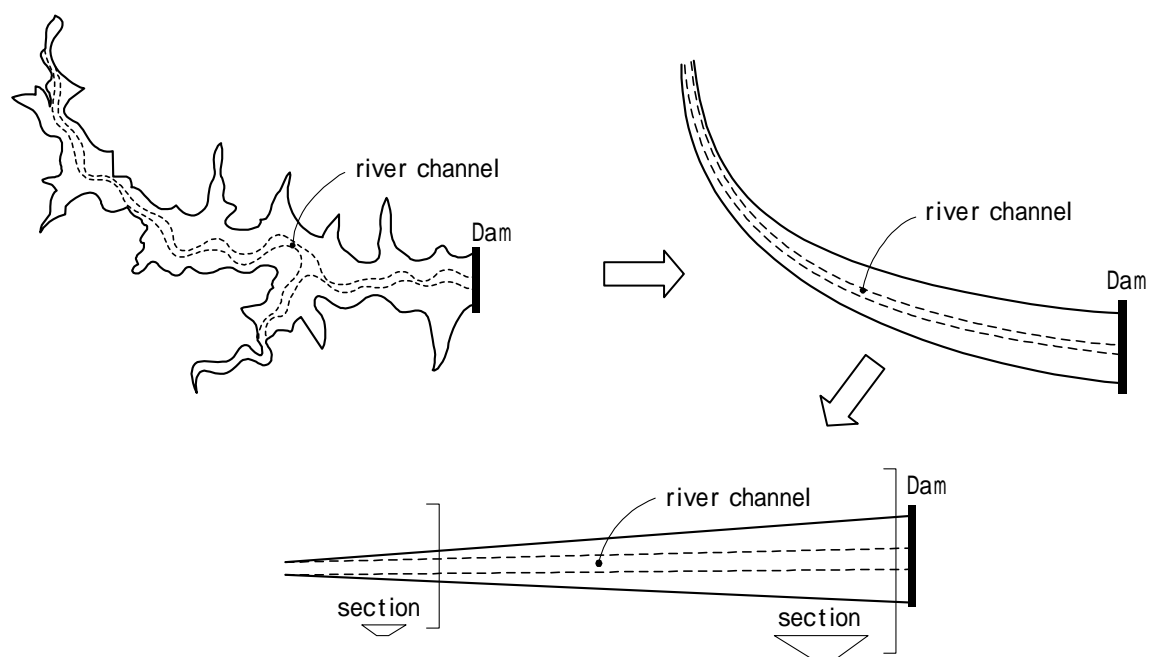


図 4 - 1 貯水池のモデル化イメージ⁴⁾

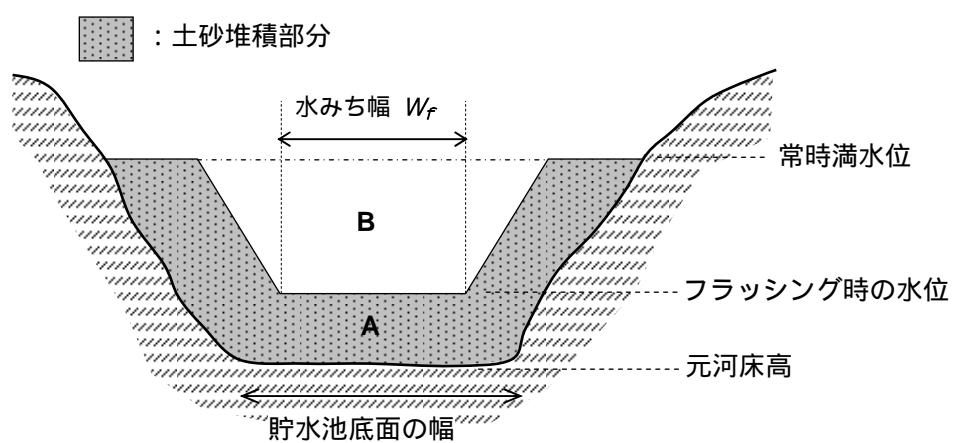


図 4 - 2 モデル代表断面模式図

4.2.3 フラッシング排砂量の推定方法

SBRに必要なフラッシング排砂量 $Q_s(t/s)$ は RESCON モデルでは式(4.4)で示される清華大学式⁴⁾により求めている。

$$Q_s = \Psi \cdot \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W_f^{0.6}} \quad (4.4)$$

ここに、 Q_f :排砂流量(m^3/s)、 S :河床縦断勾配、 W_f :水みち幅(m)、 Ψ :定数である。 Ψ は堆積土の質により以下のように設定される(図4-3参照)。

- ・ 黄土のような土; $\Psi = 1500$
- ・ $D_{50} < 0.1mm$; $\Psi = 650$
- ・ $D_{50} \geq 0.1mm$; $\Psi = 300$
- ・ 流量が小さいときの排砂; $\Psi = 180$

なお、水みち幅 W_f は実測値から得られた式(4.5)により求められる。

$$W_f = \alpha Q_f^{0.5} \quad (4.5)$$

式(4.5)はレジーム則と同じ形式であり、RESCON モデルでは $\alpha = 12.8$ が採用されているが(図4-4参照)、日本の一般河道では $\alpha = 5 \sim 8$ が適用される場合が多く、角ら⁶⁾の成果によると、出し平ダムの初回のフラッシング排砂時には $\alpha = 6.4$ が得られており、日本におけるフラッシングには $\alpha = 6$ 程度の値が妥当であると考えられる。

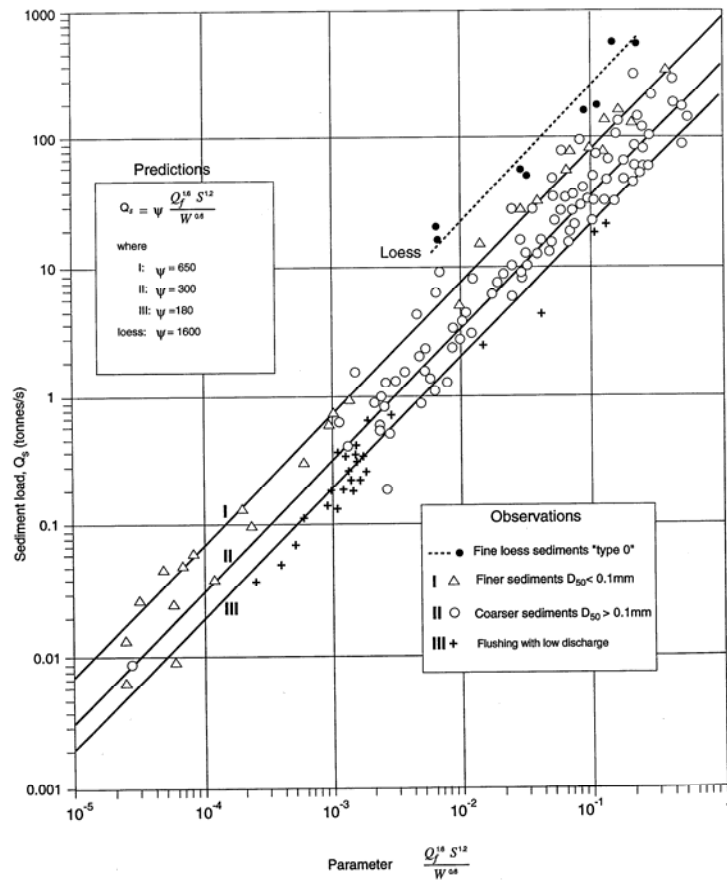


図 4 - 3 中国における実測貯水池排出土砂量と清華大学式の関係⁴⁾

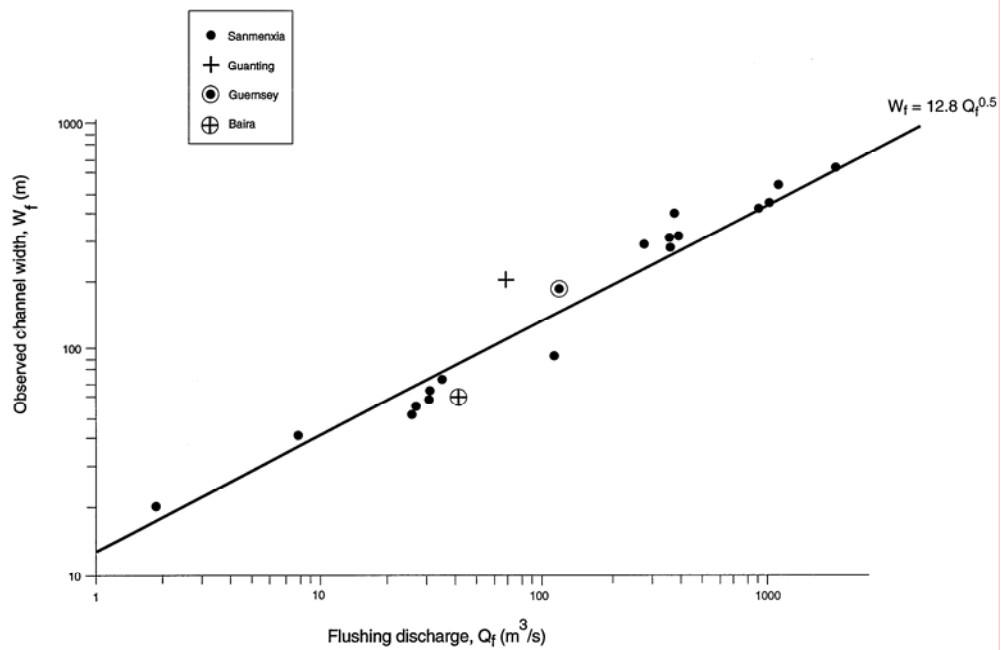


図 4 - 4 フラッシング流量と水みち幅の関係⁴⁾

4.3 フラッシング排砂の適用に関する検討

4.3.1 RESCON モデルの改良

角ら⁶⁾の検討成果等を参考にすると、RESCON モデルのフラッシング排砂モデルに関して、以下の点が課題点として挙げられる。

- a) 現在設定されている定数 Ψ は、中国の貯水池の実測値から得られた経験定数であり、この値をそのまま他国（例えば日本）の貯水池に適用すると、排砂量として過大評価となる可能性がある。
- b) SBR (Sediment Balance Ratio) を満足する条件とは、ある流入土砂量に対して排砂流量 Q_s をいかに大きくできるかの条件である。しかし、実際の排砂運用時には、 Q_f は無制限に設定できるわけではなく、「a. 排砂流量は生起が可能な流量規模であること」、「b. 排砂時に使用する水量が所定の使用可能水量内に収まること」等の制限が加わる。

本節では、上記 2 点の課題を改善するため、現行の RESCON モデルの改良を行った。

(1) フラッシング排砂量推定式の改良

Ψ の定式化

清華大学式は中国の貯水池の実測データより得られた経験式である。一方、日本の貯水池は、河床勾配が急、堆積土砂の粒径が大、一洪水当たりの継続時間が短い、フラッシング排砂時に使用できる流量が多い、等の特性を有している。角らの検討⁶⁾によると、出し平ダム(日本)と Verbois ダム(スイス)の実績排砂量に関して、式(4.4)をそのまま適用した場合、出し平ダムでは 22～250 倍、Verbois ダムでは 5～12 倍と過大に算出されることが分かっている。よって、清華大学式の Ψ を中国の貯水池以外にも適用が可能となるように見直す必要がある。ここでは、一般的な流砂量式から算出される排砂量と清華大学式から算出される排砂量を比較して、 Ψ を土砂粒径、河床勾配、排砂流量を変数とする簡易式で表すことを試みた。

全体の排砂量は掃流砂量と浮遊砂量の和とし、掃流砂量は芦田・道上式⁷⁾を、浮遊砂量は基準面濃度式として芦田・道上式、濃度分布式として Lane-Kalinske 式を使用した⁷⁾。また、限界摩擦速度については岩垣公式⁷⁾を使用し、水みち幅 W_f は式(4.5)で $\alpha = 6$ 、Manning の粗度係数は $n = 0.030$ 、土粒子密度は $\sigma = 2.65(t/m^3)$ とした。検討範囲を表 4-2 に示す。

表 4 - 2 流砂量式による Ψ の検討範囲 (計 275 ケース)

粒径 d (mm)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 2.0 (11 ケース)
河床勾配 S	1/50, 1/100, 1/125, 1/200, 1/500 (5 ケース)
流 量 Q_f (m ³ /s)	30, 50, 100, 200, 400 (5 ケース)

なお，清華大学式による排砂量を流砂量式で評価するため，掃流砂量，浮遊砂量それぞれの流砂量 に対する Ψ は次式で与えられる．

$$\Psi = \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{Q_s W_f^{0.6}} \quad (4.6)$$

) 検討方針

表 4 - 2 の各ケースについて，所定の流砂量式より掃流砂量および浮遊砂量を算出し，式(4.6)より求まる掃流砂，浮遊砂それぞれの Ψ に対し，次式のような簡易式を設定するものとする．

$$\Psi(d, S, Q_f) = K \cdot d^a \cdot S^b \cdot Q_f^c \quad (4.7)$$

ここに， K, a, b, c ：定数である．ここで，式(4.7)の両辺を対数にとると，

$$\log \Psi(d, S, Q_f) = \log K + a \cdot \log d + b \cdot \log S + c \cdot \log Q_f \quad (4.8)$$

となり，式(4.8)は重回帰分析により各定数が算出できるため，式(4.7)が設定できる．

) 掃流砂

表 4 - 2 の計算ケースに対して求められる掃流砂 Ψ_B から式(4.7)の定数を算出した結果，次式が得られた．

$$\Psi_B = 12.7 d^{-0.043} S^{-0.11} Q_f^{-0.33} \quad (4.9)$$

上式による Ψ_B と，掃流砂量式から得られる Ψ_B の比較を図 4 - 5 に示す．これによると，式(4.9)は簡易式として良好な再現性を有していることがわかる．

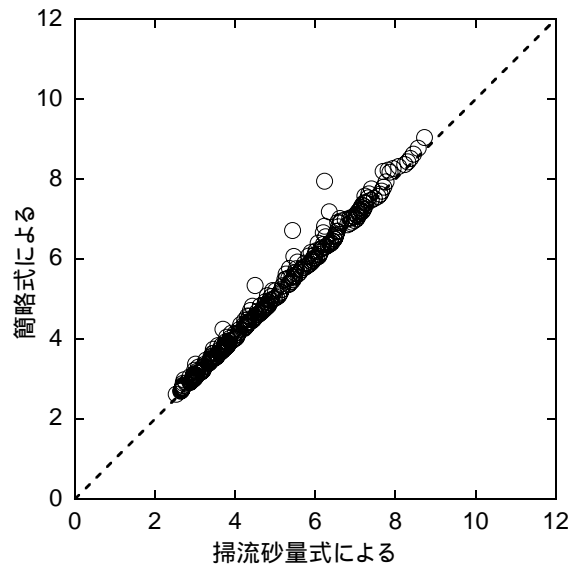


図 4 - 5 掃流砂 Ψ_B 比較

）浮遊砂

浮遊砂については，粒径が大きくなると流砂量がほぼゼロと算出されるため，表 4 - 2 の計算ケースのうち，0.1mm～0.5mm のケースに対して求められる浮遊砂 Ψ_s から式(4.7)の定数を算出した．結果を次式に示す．

$$\Psi_s = 0.042d^{-2.6}S^{-0.35}Q_f^{0.073} \quad (4.10)$$

上式による Ψ_s と，浮遊砂量式から得られる Ψ_s の比較を図 4 - 6 に示す．これらよると，式(4.10)は $\Psi_s > 50$ 程度以上の範囲で若干差異が生じるものの，簡易式として概ね良好な再現性を有していることがわかる．

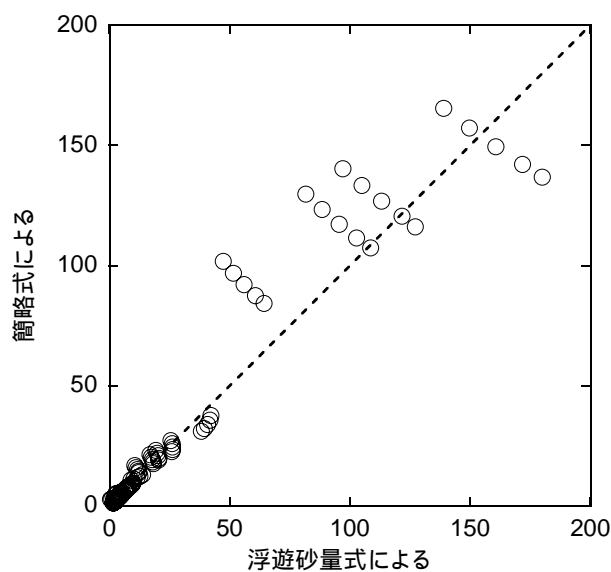


図 4 - 6 浮遊砂 Ψ_s 比較

) 全流砂量

全流砂量については、掃流砂量と浮遊砂量の和と考えることができる ($\Psi = \Psi_B + \Psi_S$)。しかし、今回算出を行っていない $d < 0.1\text{mm}$ の範囲については、通常の掃流砂量式および浮遊砂量式を用いた流砂量の評価は適切ではなく、wash load としての粒子輸送特性を考慮する必要があると考えられる。Wash load に関する流送量に関する理論研究は、現段階では検討が進められている段階である。従って、当該範囲については、角らの検討結果⁶⁾に従い下記の式(4.11)、式(4.12)を使用するものとする。また、中国の黄土のような微細粒土粒子についても同様の理由により、清華大学式の Ψ をそのまま使用するものとする。

以上より、今回設定した Ψ の簡易式（全流砂に対する）は下記のとおり表せる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot \text{ 中国の黄土のような微細粒土粒子の場合} \\ \Psi = 1500 \end{array} \right. \quad (4.11)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot d < 0.1\text{mm} \text{ の場合} \\ \Psi = 650/3 \end{array} \right. \quad (4.12)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot 0.1\text{mm} \leq d \text{ の場合} \\ \Psi = 12.7d^{-0.043}S^{-0.11}Q_f^{-0.33} + 0.042d^{-2.6}S^{-0.35}Q_f^{0.073} \end{array} \right. \quad (4.13)$$

なお、実際の貯水池に堆積した土砂の粒径は均一ではなく、混合粒径である。このため、上式の d は、混合粒径の平均値 (d_{50}) 程度を使用すれば良いものと考えられる。

排砂効率 ε の導入

ここでは、清華大学式が対象とする中国のダムと特性が異なるダムとして、国内で排砂実績のある出し平ダム（河床勾配 1/70, $d_{50} = 0.2\text{mm}$ ）と、長い排砂実績のあるスイスの Gebidem ダム（河床勾配 1/24, $d_{50} = 6.0\text{mm}$ ）を対象に、両ダムの排砂実績^{6), 8)}から算出できる Ψ と、前述の簡易式から算出できる Ψ との比較を行った。なお、土砂の空隙率は、砂礫分 $\lambda_s = 0.4$, wash load 分 $\lambda_w = 0.7$ が同率で存在するものと仮定した（全体として $\lambda = 0.55$ ）。比較結果を図 4 - 7, 図 4 - 8 に示す。これらによると、良好な一致を示す年もあるものの、（実績値の Ψ ）/（計算値の Ψ ）の値が、出し平ダムで 0.1~0.4, Gebidem ダムで 0.6~1.0 程度となった。

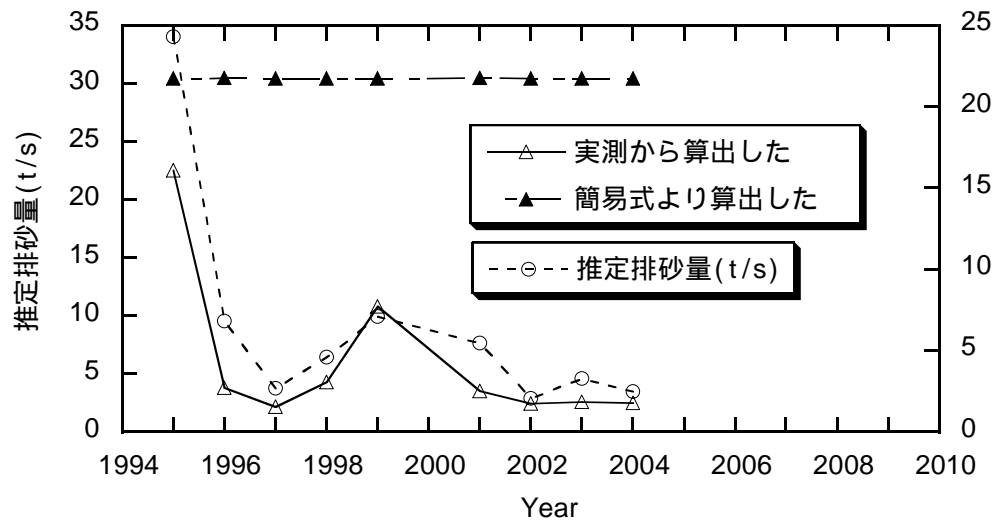


図 4 - 7 実測 Ψ と計算 Ψ (出し平ダム)

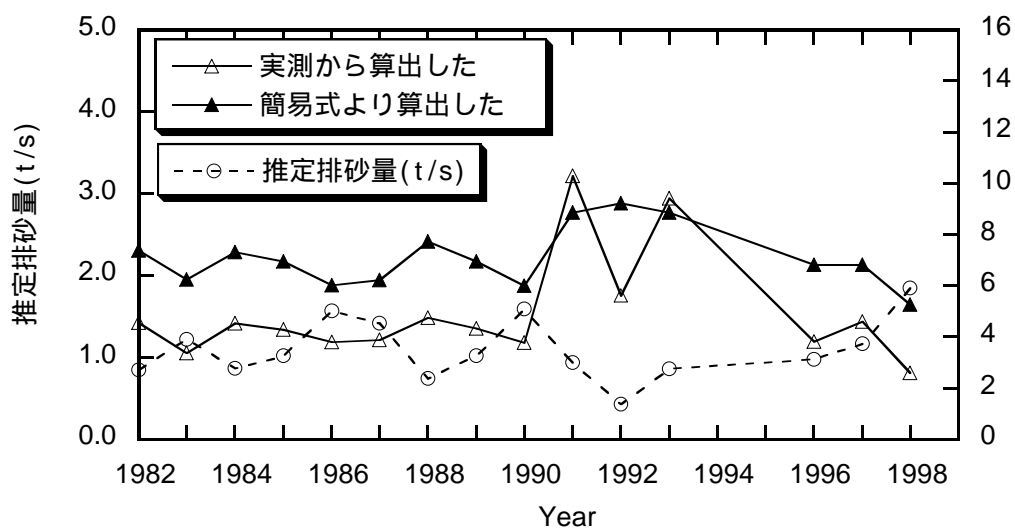


図 4 - 8 実測 Ψ と計算 Ψ (Gebidem ダム)

ここで、式(4.13)は、平衡状態を仮定した流砂量式から算出された式であることに留意する必要がある、我が国の貯水池において計算による Ψ が、実績値から得られる Ψ よりも大きく算定されてしまう原因としては、排砂時の土砂移動が平衡状態ではないことが考えられる。つまり、中国等のダムでは河川流量が豊富ではなく、単位水量当たりの排出土砂量が多く、ほぼ平衡状態(高濃度状態)で排砂が実施されている一方、出し平ダム等ではフラッシング時の排砂流量が大きいため、排砂期間中において土砂移動の平衡状態が継続されていないことが考えられる。事実、出し平ダムにおける排砂期間中のダム直下でのSS濃度に注目すると⁹⁾、SS濃度は自然流下開始の1, 2時間前からピークとなり、自然流下が開始されてしばらくすると急激に低下している。これは、排砂時間の最初の方では効率良く排砂が行えていたものの、後半では排砂の効率が急激に低下したことを意味する。よって、一連の排砂操作を1サイクルとしてみると、単位時間当たりの実測排砂量 Q_s は小さい値に算出され、計算値の Ψ よりも小さく算定されるものと考えられる。上記を勘案すると、式(4.11)～(4.13)のように Ψ を定式化したとしても、あらゆる河川を対象に、これらの式をそのまま用いて排砂量を見積もることは適当ではない。

そこで本研究では、土砂移動の平衡状態を仮定した式(4.11)～(4.13)による排砂量と実績の排砂量 Q_s の差異(割合)を示すパラメータとして排砂効率 ε を新たに定義し、式(4.14)で示される排砂量推定式に導入する。これは、排砂期間中の非平衡な土砂流出状態を含めて平均化した係数と位置づけられ、河川・ダムごとの排砂特性を示すパラメータである。

$$Q_s = \Psi \cdot \varepsilon \cdot \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W_f^{0.6}} \quad (4.14)$$

ここに、 ε :排砂効率である。出し平ダムおよび Gebidem ダムについて、 ε を算出してみると、図4-9のとおりであり、出し平ダムの方が、排砂効率 ε が低いことがわかる(0.1~0.4程度)。

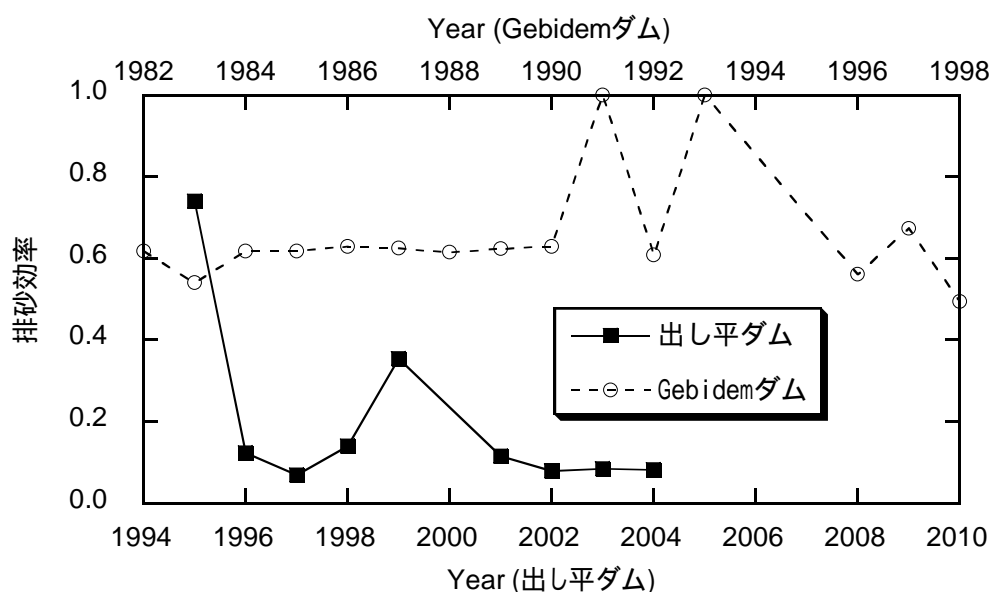


図4-9 両ダム排砂効率 ε

なお、排砂効率 ε は下記のような種々の要因に支配される定数と考えることができる。特に、黒部川の排砂は融雪期のしかも自然出水時に実施されており、よほど前年の堆積土砂が多い場合（例えば1995年排砂）を除いて、一般的に堆積土砂量に対する排砂流量が大きく、結果としては小さくなる。

- a) 河川の地形的、水文的な特性
- b) 下流環境への配慮（濁水の希釈の有無）
- c) 排砂する時期（洪水期 or 非洪水期など）
- d) 排砂間隔（何年毎の実施か）
- e) 前年の堆砂状況

上記からも明らかなように、排砂実績のないダム貯水池の排砂効率 ε を事前に推定することは現在のところは困難であり、今後さらに多くのフラッシング排砂の実績データの蓄積とシミュレーション技術の向上等の更なる研究が必要である。

(2) SBR 条件の改良

前節では、精華大学式の Ψ を貯水池特性により定式化するとともに、排砂効率 ε を排砂量式に導入することにより、既往の RESCON モデルの実用性向上を図った。次に、フラッシング排砂時の排砂流量 Q_f の条件について考察を加える。実際の排砂運用が実現するためには、排砂流量 Q_f には下記の2点の条件が課せられる。

- 条件 a) 排砂流量が十分に大きく、かつ毎年の生起が可能な量であること
- 条件 b) 排砂に使用する水量が、ダムに一年間に流入する総流量に対して所定の割合に収まること

条件 a) は、式(4.1)に示した SBR (Sediment Balance Ratio) の条件である。

なお、本章でも、前章の排砂バイパスの検討の際に使用した「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 図」を使用して、フラッシング排砂の適当性を検討するものとする。

$CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 指標

- ・ 貯水池の流況に関する指標： $1/\text{貯水池回転率} = CAP/MAR$ (年)
- ・ 貯水池に流入する土砂量に関する指標： $\text{貯水池寿命} = CAP/MAS$ (年)

条件 a)：排砂流量規模に関する条件

排砂流量 Q_f を次式のように表現する．

$$Q_f = rQ_{ave} \quad (4.15)$$

ここに， Q_{ave} ：年間平均流量(m^3/s)， r は年間平均流入量と排砂流量の比率である．式(4.15)および式(4.5)を式(4.14)に代入すると，次式が得られる．

$$Q_s = \Psi \cdot \varepsilon \cdot \frac{(rQ_{ave})^{1.3} S^{1.2}}{\alpha^{0.6}} \quad (4.16)$$

次に， MAR ：平均年間流入量(m^3)とすると， Q_{ave} は式(4.17)のとおりとなり，これを式(4.16)に代入して N 年毎に， T 日間フラッシングすると，年間のフラッシング排砂量 $\sum Q_s(t)$ は，式(4.18)となる．

$$Q_{ave} = \frac{MAR}{86400 \times 365} \quad (4.17)$$

$$\sum Q_s = \Psi \cdot \varepsilon \cdot \frac{(r \cdot MAR)^{1.3} \cdot S^{1.2}}{\alpha^{0.6} \cdot 86400^{0.3} \cdot 365^{1.3}} \cdot \frac{T}{N} \quad (4.18)$$

ここで， MAS ：平均年間土砂流入量(m^3)とすると， $MAS \leq \sum Q_s / \sigma(1-\lambda)$ であるから， CAP ：総貯水容量(m^3)より，上式を CAP / MAS (貯水池寿命)の形式に変形すると，式(4.19)に示す「条件 a) 排砂流量規模に関する条件」が得られる．ここに， σ ：土粒子密度($=2.65t/m^3$)， λ ：空隙率($=0.55$ (掃流砂，浮遊砂の空隙率を 0.4 ，ウォッシュロードの空隙率を 0.7 とし，両者が同率で土砂に存在していると仮定))である．式(4.19)は排砂流量のみに着目し，流入土砂量と可能排砂量の比較により，排砂可能条件を導いたものである．

$$\frac{CAP}{MAS} \geq \frac{\sigma \cdot (1-\lambda) \cdot \alpha^{0.6} \cdot 86400^{0.3} \cdot 365^{1.3} \cdot N}{\Psi \cdot \varepsilon \cdot r^{1.3} \cdot S^{1.2} \cdot T} \cdot CAP^{-0.3} \cdot \left(\frac{CAP}{MAR} \right)^{1.3} \quad (4.19)$$

条件 b)：排砂時の使用可能水量条件

角¹⁰⁾による検討に従えば， N 年毎に T 日間フラッシングするものとする，フラッシングに使用する水量 $\sum W$ は，排砂中の年間総流量 $\sum Q_f$ とフラッシングを行うために貯水位を一時的に低下させる分である CAP の和として次式で表わされる．

$$\sum W = \sum Q_f + \frac{T}{N} \cdot CAP \quad (4.20)$$

また排砂流量 Q_f は次式と表せるから，

$$Q_f^{1.3} = \left(\frac{\sum Q_f}{86400} \cdot \frac{N}{T} \right)^{1.3} \quad (4.21)$$

上式と， $\sum Q_f = \left(\frac{r \cdot MAR}{365} \cdot \frac{T}{N} \right)$ を式(4.18)に代入して，次式が得られる．

$$\sum Q_f = \left(\frac{\sum Q_s}{F_e} \right)^{1/1.3} \quad (4.22)$$

$$F_e = \Psi \cdot \varepsilon \cdot \frac{S^{1.2}}{\alpha^{0.6} \cdot 86400^{0.3}} \cdot \left(\frac{N}{T} \right)^{0.3} \quad (4.23)$$

ここで，年間総流入量 MAR に対する排砂操作に必要な水量の比率 β と仮定すると，

$$\beta = \frac{\sum W}{MAR} = \frac{\sum Q_f + \frac{T}{N} \cdot CAP}{MAR} \quad (4.24)$$

式(4.22)を上式に代入して，さらに CAP / MAS の形式に変形すると，式(4.25)に示す「条件 b)使用水量の条件」となる．これは，年流入量のうちフラッシング排砂に使用可能な水量の割合に着目し，その使用可能な水量で排砂可能な土砂量と年平均流入土砂量との比較により排砂可能条件を設定したものである．なお， β は角の検討成果¹⁰⁾より， $\beta = 0.1$ 程度が妥当であると考えられる．

$$\frac{CAP}{MAS} \geq \frac{\sigma \cdot (1 - \lambda)}{F_e} \cdot CAP^{-0.3} \cdot \left(\frac{\frac{CAP}{MAR}}{\beta - \frac{CAP}{MAR} \cdot \frac{T}{N}} \right)^{1.3} \quad (4.25)$$

4.3.2 計算結果ならびにフラッシング排砂特性

(1) 我が国の河川流況の整理

フラッシング排砂流量は，持続的管理の観点からも，流入量が大きく，生起頻度もある程度高い流量が望ましい(例えば，3 位/365 日程度)．式(4.19)中の r は，排砂流量の強さを表すパラメータである．我が国の各地域における r の値を図 4 - 10 に示す(図 3 - 13 と同様)．全国平均的には 3 位/365 日流量で $r = 8$ 程度である．

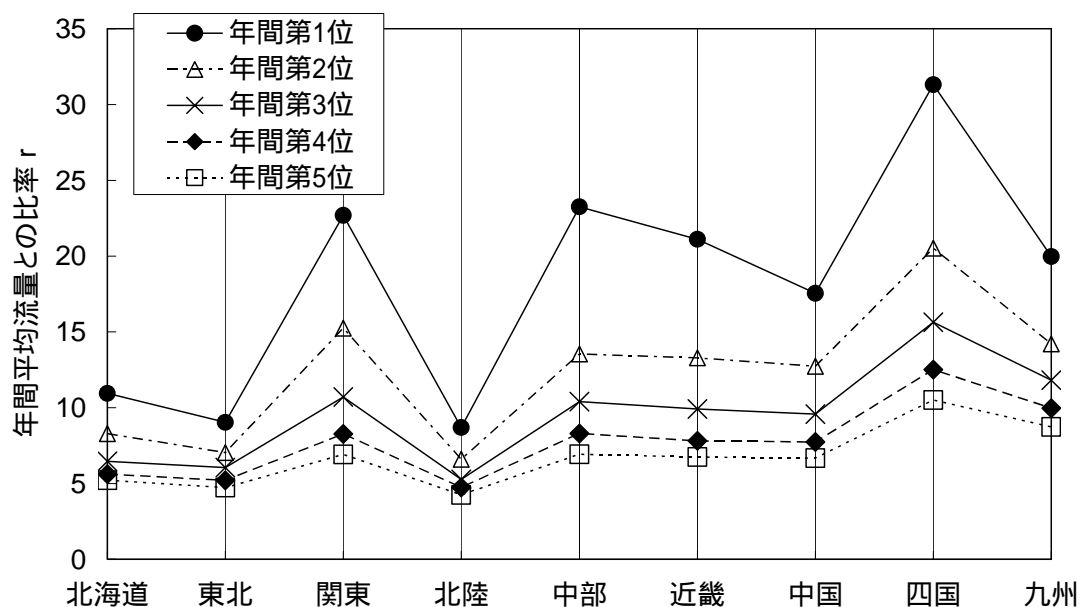


図 4 - 10 我が国の年間平均流量と洪水流量（排砂可能流量）の比（ r ）

(2) フラッシング排砂のフィージビリティ評価

ここでは，日本における貯水池土砂管理事例を $CAP/MAS \sim CAP/MAR$ 図上にプロットした図¹¹⁾を使用して，前節までの検討を踏まえた，フラッシング排砂のフィージビリティ評価を例示する．

基本ケースを， $\varepsilon = 0.1$ ， $d = 0.1mm$ ， $S = 1/100$ ， $r = 8$ ， $CAP = 10,000,000m^3$ とし， $\varepsilon, d, S, r, V(CAP)$ の変化に対して，排砂可能と判断される範囲の変化を図 4 - 11～図 4 - 14 に示す($\alpha = 6$ ， $N = 1$ 年， $T = 1$ 日， $\sigma = 2.65 t/m^3$ ， $\lambda = 0.55$ は固定)．なお，「排砂により貯水池の持続的管理が可能」と判断される領域は，同図の条件 a ラインより上部，かつ条件 b ラインより上部の領域である．

これらによると，フラッシング排砂による貯水池内堆砂の持続的管理が可能か否かについて下記のことが考察できる．

- a) 堆積土砂の粒径 d の影響がかなり大きい
- b) 当然ながら，排砂効率 ε の影響も比較的大きい
- c) 一方，排砂流量の規模を表す r や河床勾配 S の影響は比較的小さい

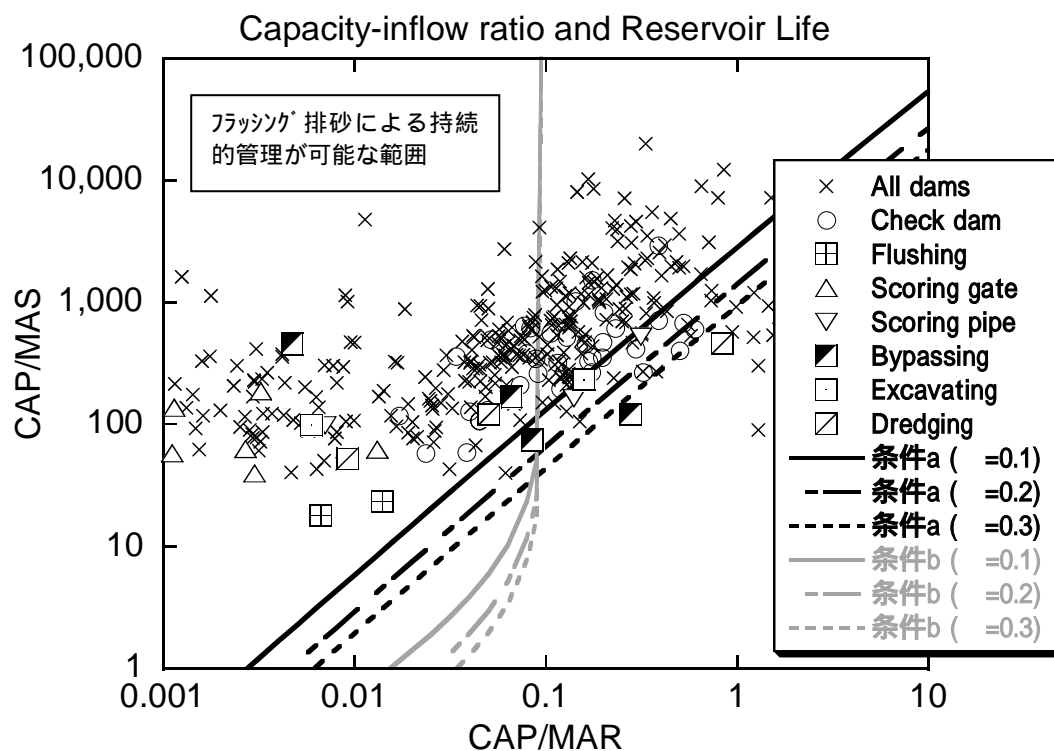


図 4 - 11 フィージビリティ評価(ϵ 変化の場合)

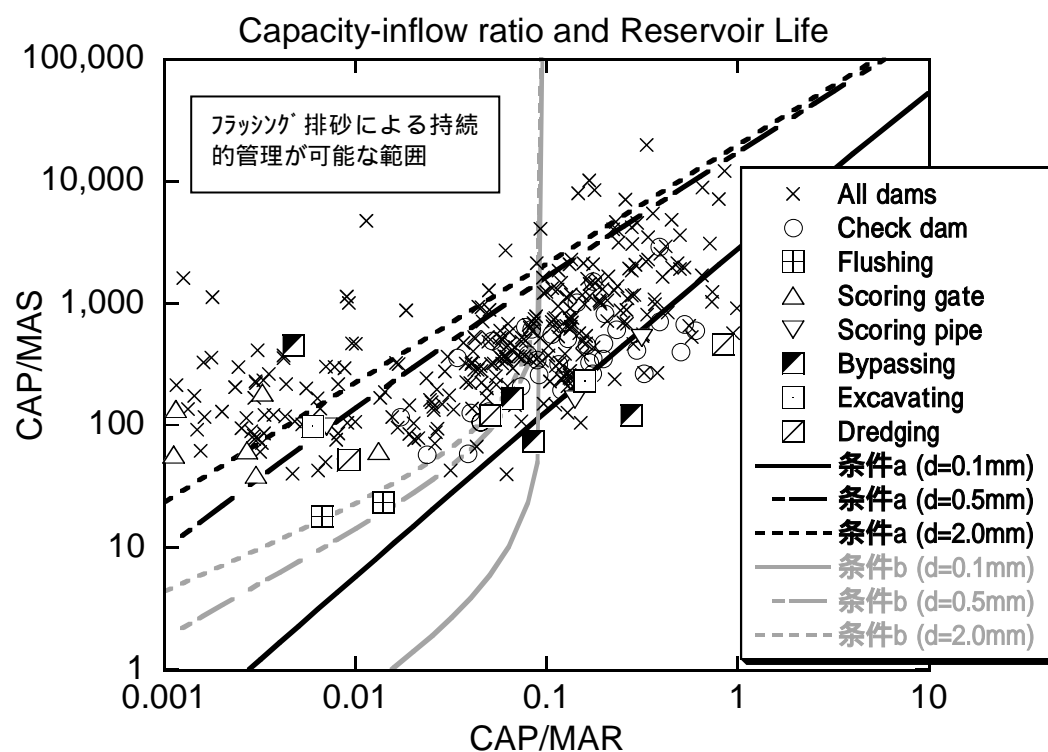


図 4 - 12 フィージビリティ評価(d 変化の場合)

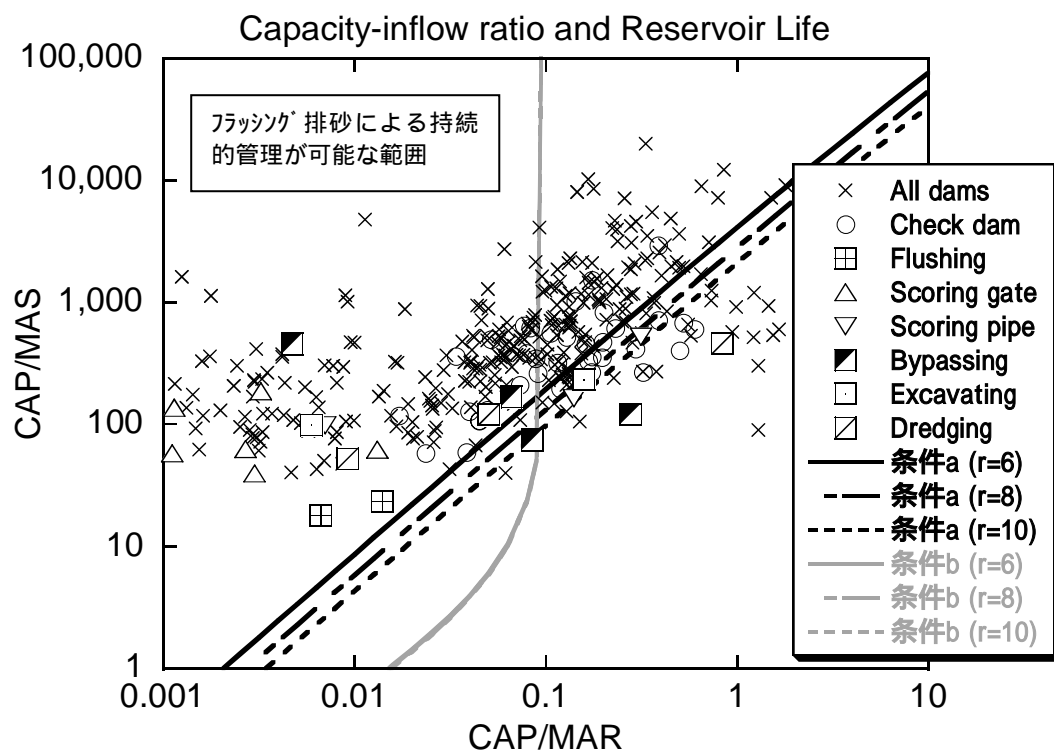


図 4 - 13 フィージビリティ評価 (r 変化の場合)

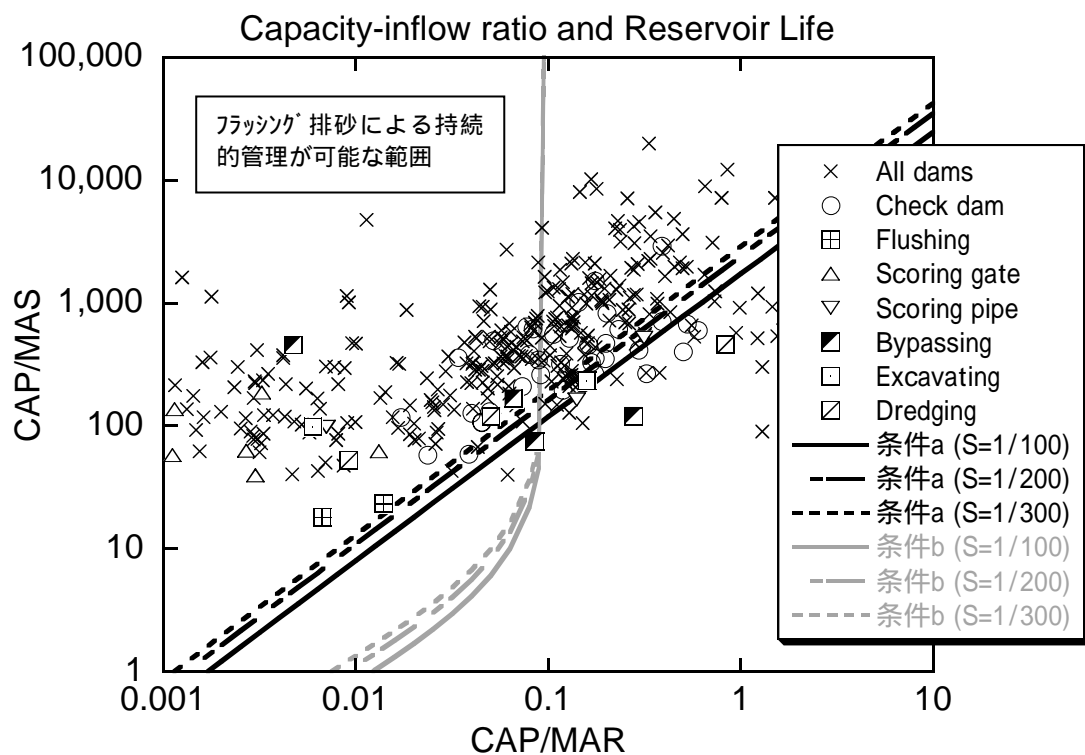


図 4 - 14 フィージビリティ評価 (S 変化の場合)

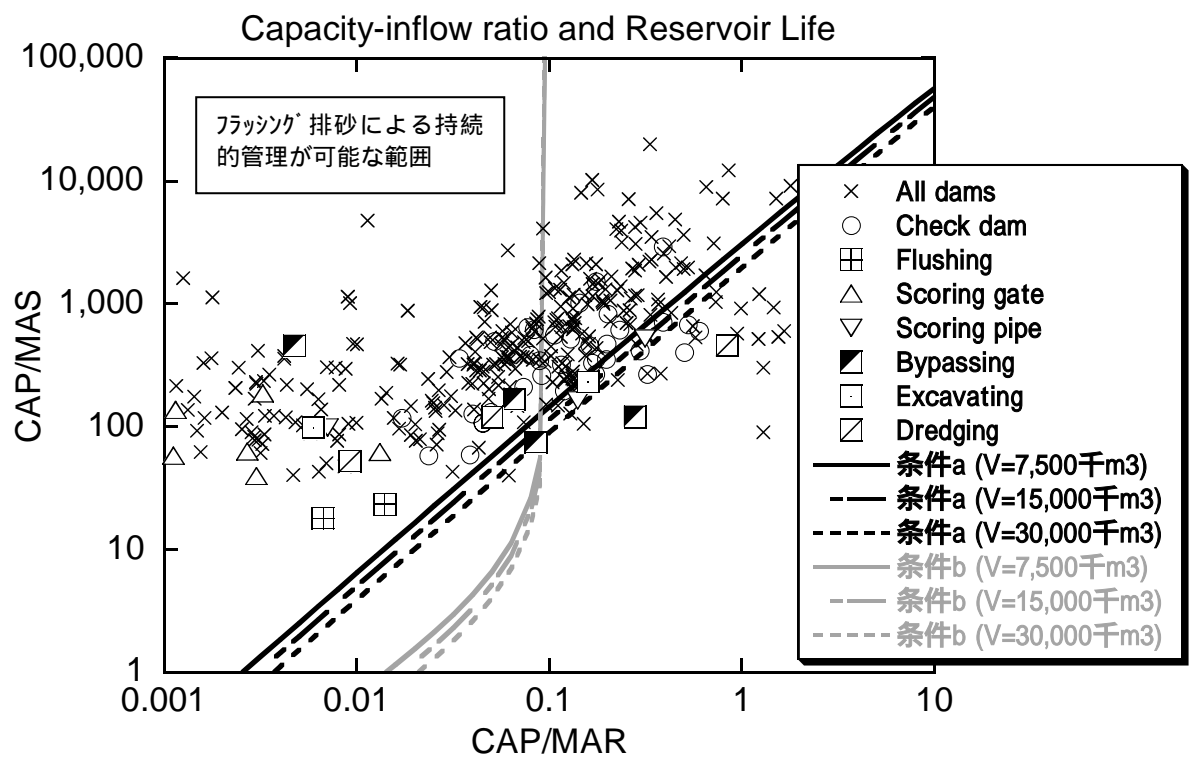


図4-15 フィージビリティ評価(V変化の場合)

4.4 一次元河床変動計算によるフラッシング排砂シミュレーション

ここでは、一次元河床変動計算によりフラッシング排砂シミュレーションを実施し、前節までの検討により得られたフラッシング排砂のフィジビリティ評価の検証を行う。

4.4.1 河床変動計算条件

実際のフラッシング排砂時には、貯水池内は図 4 - 2 に示したように、堆砂面に水みちが形成され、横断面中央部の河床変動が活発になる一方、両側岸は堆積土砂が取り残されるような河床変動形態を示す。従って、本来であれば、平面二次元的な河床変動や側岸侵食を考慮できる河床変動モデルを使用することが望ましい。しかし下記の理由により、今回は一次元の河床変動計算を対象とした。

- a) フラッシング排砂の効果を評価するためには、ある程度長期間の再現期間が必要なこと（今回は 100 年間の計算を実施）,
- b) フラッシング時の水理特性（徐々に水位低下を伴い最終的に開水路になる）に対し、即座に河床変動計算に適用可能な側岸侵食モデル式が現時点では提案されていないこと

計算対象貯水池モデル

ここでは、図 4 - 16 に示すような貯水池を想定し、フラッシングの河床変動シミュレーション計算を実施した。

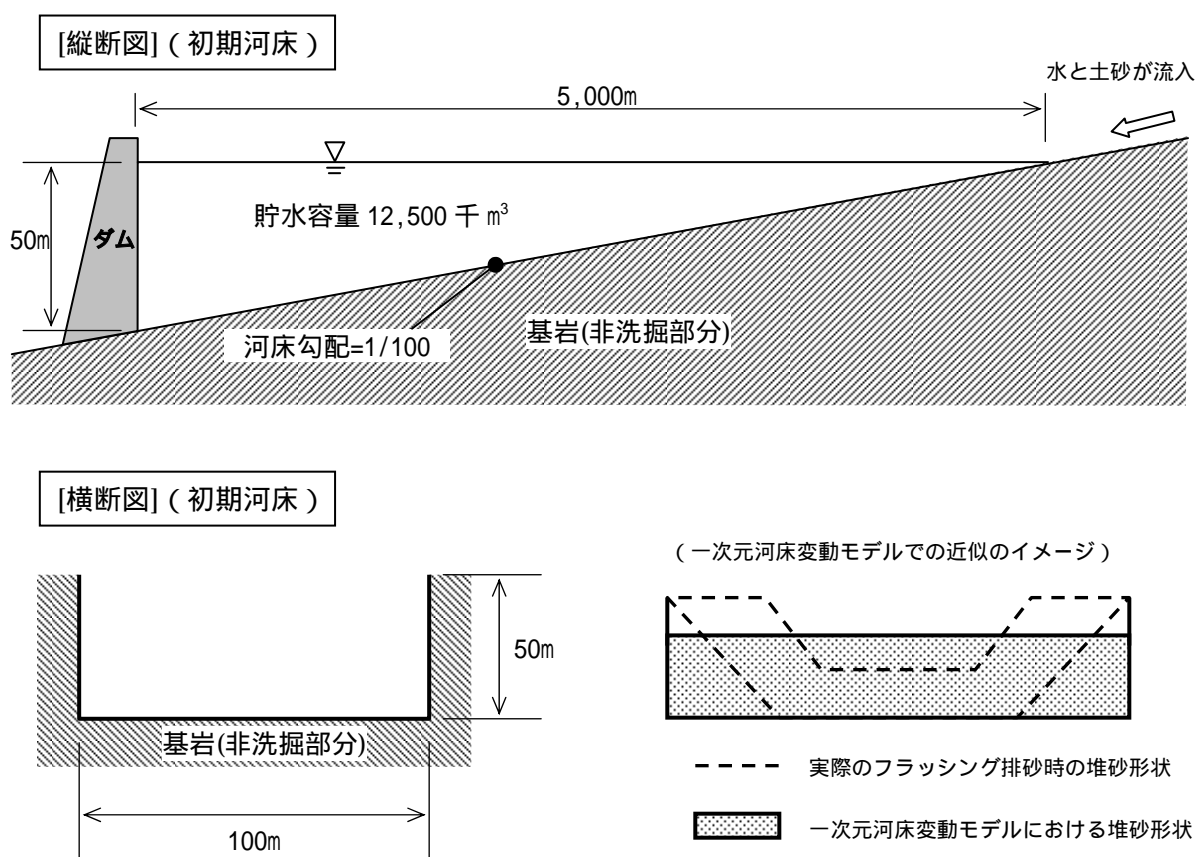


図 4 - 16 計算対象貯水池モデル

② 使用した流砂量式

ここでは、下記の理由により、Smart ら¹²⁾が提案している流砂量式を採用した。同流砂量式は、Meyer-Peter Mueller¹³⁾の流砂量式（スイス公式）を急勾配河道にも適応可能なように改良したものである。

- a) 掃流砂も浮遊砂も含む全量流砂量式であり計算時間が短い。
 （今回、複数ケースで長期間の河床変動計算が必要であった）
- b) 堆砂の進行に伴いデルタ肩の発生が予測されるが、デルタ肩の前面は非常に急勾配となる。
 同流砂量式は、急勾配水路における実験より算出された実験式であり、急勾配の河床の影響を流砂量に反映できる。

以下に流砂量式を示す。

（Smart らによる流砂量式）

$$\phi = 4 \left[\left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} I^{0.6} C \theta^{0.5} (\theta - \theta_{cr}) \right] \quad (4.26)$$

$$\theta_{cr} = \theta_{0cr} \cdot \cos \alpha \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \beta} \right) \quad (4.27)$$

ここに、 d_{90} ：土砂の 90% 累加粒径， d_{30} ：土砂の 30% 累加粒径， I ：河床勾配，
 C ：Chezy の抵抗係数， θ ：Shields パラメータ， θ_{0cr} ：修正前限界 Shields
 パラメータ， θ_{cr} ：修正後限界 Shields パラメータ， α ：水平面に対する勾配，
 β ：水中材料に対する安息角（33°）

なお、当流砂量式の適用範囲は次のとおりである。

$$\left[\begin{array}{l} \cdot \text{粒径} > 0.4 \text{mm} \\ \cdot (d_{90}/d_{30}) < 8.5 \\ \cdot 0.04\% < I < 20\% \end{array} \right.$$

水理計算手法

フラッシング排砂時の貯水池内河床変動は急激で、かつ河床勾配についても緩勾配部分と急勾配部分が混在するため、フラッシング排砂の現象をシミュレーションするには常射流が混在した水理場が解ける水理計算方法を採用する必要がある。

ここで、エネルギー保存を基礎式とする通常の不等流計算（定常流計算）では、時間ステップ毎に支配断面（常流から射流あるいは射流から常流の変化点）を設定し、常流区間であれば下流から上流へ、射流区間であれば上流から下流へ水位計算を進めていく手順となる。つまり、河床変動が急激で、常射流が混在し支配断面が逐一変化するフラッシング排砂のシミュレーションを実施する際には、時間ステップ毎に支配断面を算出し、支配断面から適宜上下流方向に計算を進める必要がある。このため、計算方向を適切に設定しないと複数の水面形が算出されるため、どの水位を採用するか判断が必要となり、計算が煩雑となるケースが多い。

上記のような、計算の煩雑さ（常射流混在の水理計算）を解消するため、運動方程式と連続式に基づく非定常方程式（サンプナン方程式）により、河道内水理計算を実施する方法がある。しかし、非定常計算を実施する場合、計算精度および数値計算の安定性を確保するため、タイムステップをかなり小さく設定する必要があるが、長期間に渡る水理計算には不向きである。

従って、ここでは、「常射流混在の水理計算が可能であること」、および「長期間に渡る水理計算が可能であること」を満たす水理計算手法として、非定常流の方程式（サンプナン式）を時間発展的に定常と見なせるまで解き、これを定常解とする手法を採用した。同手法は、近年のコンピュータの演算速度の上昇に伴い採用実績が増えてきている手法である。

なお、今回の河床変動計算には、水理計算コードとして使用実績の多い「MIKE-11」¹⁴⁾を使用し、計算のタイムステップを30分とした。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (4.28)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad (4.29)$$

ここに、 Q ：流量， A ：流下断面積， q ：横流入量， h ：基準面からの高さ，
 C ：Chezy の抵抗係数， R ：径深， α ：運動量補正係数

計算条件および計算ケース
今回の計算条件を下表に示す。

表 4 - 3 計算条件

項 目	設定値
断面ピッチ	100m
貯水池河道内の Manning 粗度係数	0.04
河床材料粒径および 上流端供砂土砂粒径	均一粒径 0.5mm
再現期間	各ケースともに 100 年間

また、計算ケースは、前節に検討結果との比較が可能なように、 CAP/MAR 、 CAP/MAS に着目し下表のとおり設定する。

なお、シミュレーションの簡略化のため、フラッシングは年間に 1 回、9 月 1 日に実施する（1 日間の水位低下）ものと仮定した（9 月 1 日に洪水が発生し、それに伴い水位を低下させる水位操作）。

表 4 - 4 貯水池内河床変動シミュレーション 計算ケース

	土砂流入量(m^3/s)		CAP/MAS 貯水池寿命 (年)	流量(m^3/s)		CAP/MAR 1/貯水池回転率
	平常時 [9/1 以外]	フラッシング 時 [9/1]		平常時 [9/1 以外]	フラッシング 時 [9/1]	
Case1	0.000639	0.006467	273.1	40	400	0.009444
Case2	0.001917	0.019401	91.0			
Case3	0.003195	0.032335	53.3			
Case4	0.00639	0.06467	27.3			
Case5	0.01917	0.19401	9.1			

土砂の間隙率 $\lambda = 0.55$ として算出（RESCON モデルによる検討と同様）

なお、各ケースの上流端からの供給土砂量は下記のとおりである。

- Case1：土砂供砂能力の 1%の土砂量を上流端から供砂
- Case2：土砂供砂能力の 3%の土砂量を上流端から供砂
- Case3：土砂供砂能力の 5%の土砂量を上流端から供砂
- Case4：土砂供砂能力の 10%の土砂量を上流端から供砂
- Case5：土砂供砂能力の 50%の土砂量を上流端から供砂

4.4.2 計算結果

各ケースにおける堆砂面の変化（5年後，20年後，40年後，60年後，80年後，100年後）を図4-17(1)～(6)に示す．また，ダム地点の堆砂面の経時変化をを図4-18に示す．ここで，ダム地点における堆砂面がダム天端に達すれば満砂と見なす（ここでは49mで判定）．

これらによると，Case4，Case5では，流入土砂量が多いため堆砂の進行が早く，フラッシング排砂により堆砂の持続的管理が困難である結果となった．一方，Case1，Case2については，流入土砂量とフラッシング排砂量により平衡河床が形成されている結果となった．また，Case3については，ダム地点の堆砂面の経時変化グラフが上に凸な形状となっているため，100年以降に平衡河床が形成されることが予測される．よって，Case1，Case2，Case3については，フラッシング排砂による貯水池の持続的管理が可能である結果となった．

さらに，表4-5に各ケースのフラッシング排砂による貯水池寿命の変化を整理する．Case4，Case5については，フラッシング排砂単独による持続的管理が困難である結果となったが，「貯水池寿命の延命化」といった観点では，相当な効果が得られていることがわかる．このように流入土砂量が多く，フラッシング排砂単独による持続的な貯水池土砂管理が困難なケースであっても，他の堆砂手法を組合せることにより，持続的管理が可能となる可能性があるものと考えられる（例えば，貯砂ダムや土砂掘削等）．今後は，フラッシング排砂単独による土砂管理以外にも，フラッシング排砂と他の手法を組み合わせた土砂管理も視野に入れる必要がある．

また，前項にて検討した改良 RESCON モデルによるフラッシング排砂の適用可能範囲と，一次元河床変動計算結果による結果の比較を図4-19に示す．これらによると，一次元河床変動計算による計算結果（土砂粒径は0.5mm）は，RESCON モデルによる適用範囲においては0.1mmと0.5mmの間に位置することがわかる．この相違の理由として，フラッシング排砂の現象を一次元の河床変動で再現したこと，流砂量式が異なること，両者で貯水容量が異なること（RESCON：10,000千 m^3 ，河床変動計算：12,500千 m^3 ），等が考えられる．しかしながら，改良 RESCON モデルによるフラッシング排砂の適用範囲は一次元河床変動計算と概ね一致しており，RESCON モデルの適用範囲は概ね妥当であると考えられる．

表4-5 フラッシング排砂の効果

	フラッシング排砂前 CAP/MAS 貯水池寿命	フラッシング排砂後 CAP/MAS 貯水池寿命	フラッシング排砂の効果 延命年
Case1	273.1 年	100 年以上	持続的管理可能
Case2	91.0 年	100 年以上	持続的管理可能
Case3	53.3 年	100 年以上	持続的管理可能
Case4	27.3 年	54.3 年	27.0 年
Case5	9.1 年	18.2 年	9.1 年

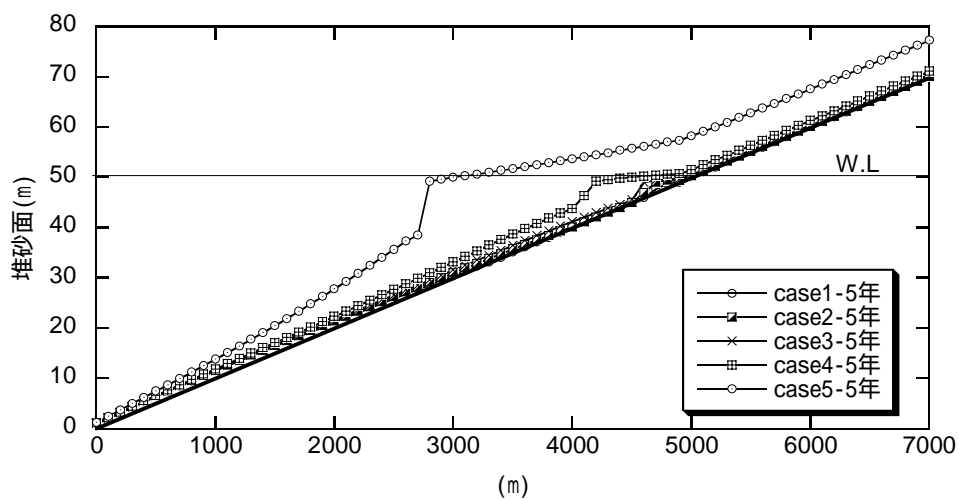


図 4 - 17(1) 貯水池内堆砂面形状 (5 年後)

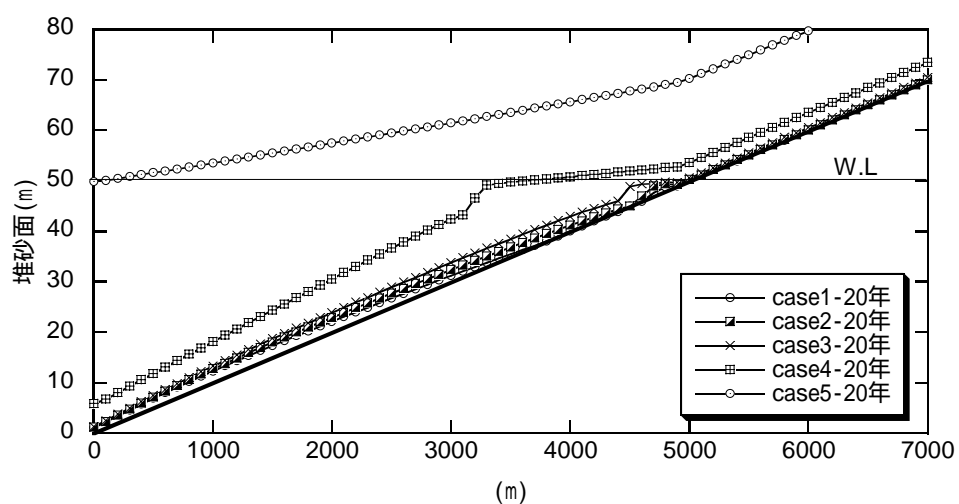


図 4 - 17(2) 貯水池内堆砂面形状 (20 年後)

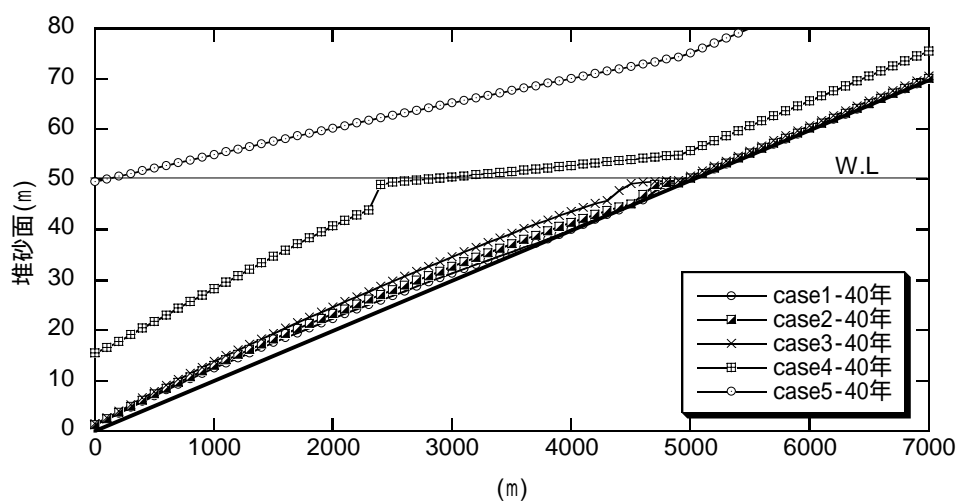


図 4 - 17(3) 貯水池内堆砂面形状 (40 年後)

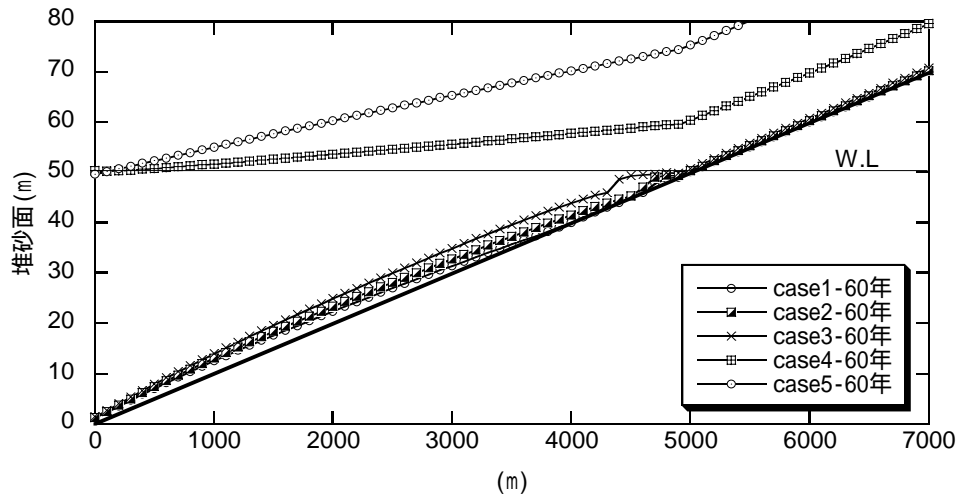


図 4 - 17(4) 貯水池内堆砂面形状 (60 年後)

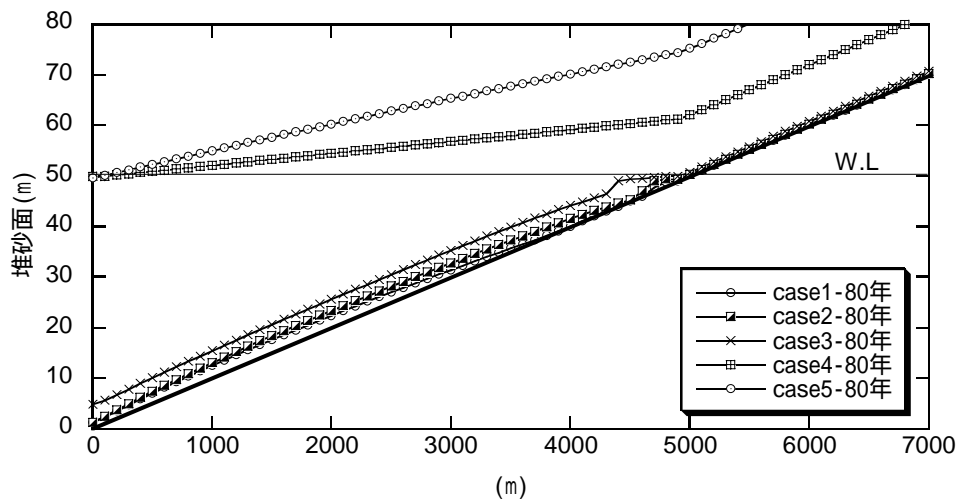


図 4 - 17(5) 貯水池内堆砂面形状 (80 年後)

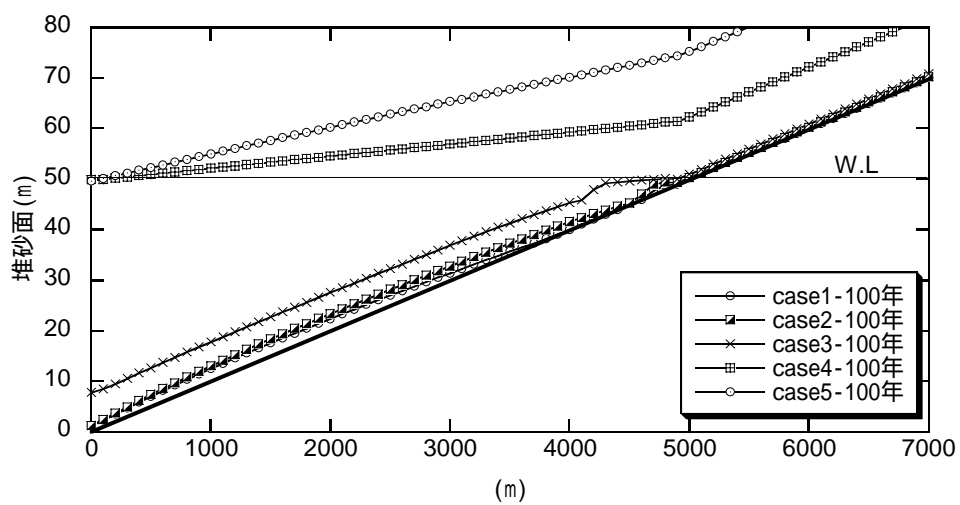


図 4 - 17(6) 貯水池内堆砂面形状 (100 年後)

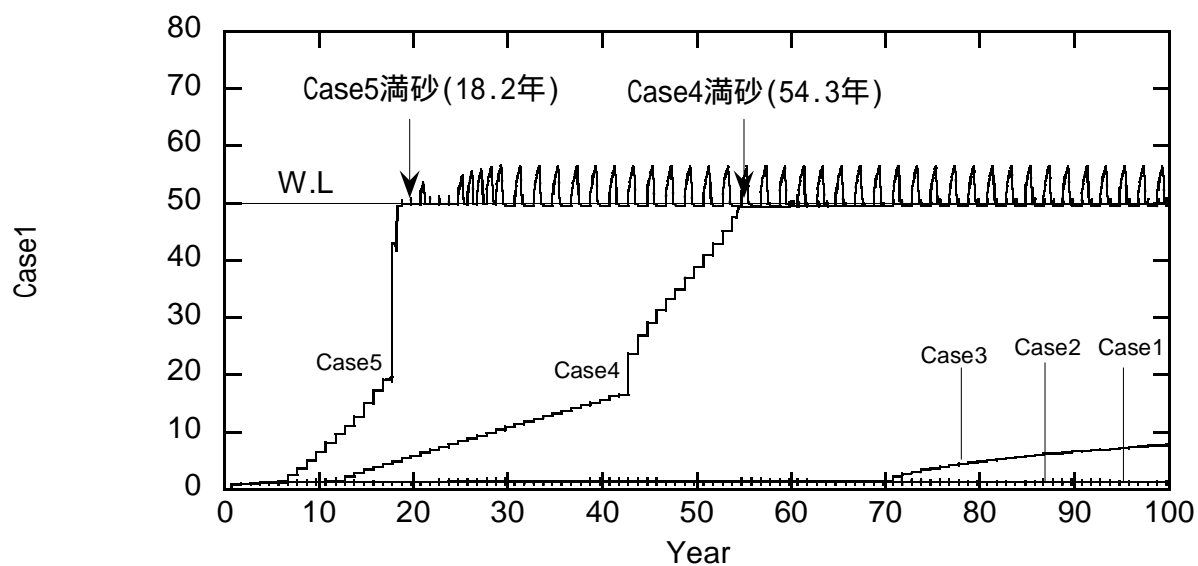


図 4 - 18 ダム地点の堆砂面経時変化

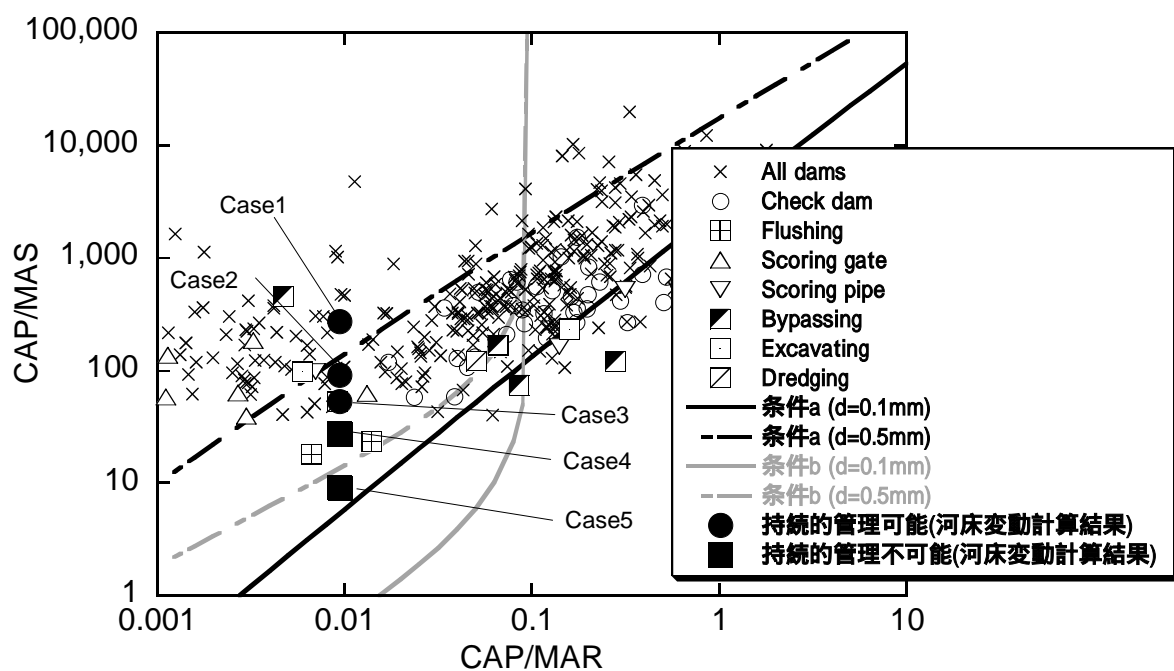


図 4 - 19 RESCON モデルと河床変動計算結果の比較

4.5 結語

本研究では、RESCON モデルのフラッシング排砂モデルに着目し、当モデルを我が国の貯水池にも適用可能なように改良を行い、フラッシング排砂による持続的な貯水池土砂管理が可能となる条件範囲について検討を行った。本章で得られた知見は以下のとおりである。

流砂量式（芦田・道上式を使用）により、フラッシングモデル（清華大学式）の定数 Ψ の定式化を行うとともに、排砂時の流砂量の非平衡状態を表す定数 ε （排砂効率）を導入することにより、我が国のダム貯水池に対する RESCON モデルの適用性が向上した。

改良 RESCON モデルにより、フラッシング排砂土砂管理が、従来の掘削・浚渫による土砂管理よりも有利となる条件範囲が、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図（ CAP ：総貯水容量， MAR ：平均年間流入量， MAS ：平均年間土砂流入量）上で明示できることがわかった（フラッシング排砂による貯水池内堆砂の持続的管理が可能となる条件範囲）。

上記のモデルを使用した検討の結果、フラッシング排砂による貯水池内堆砂の持続的管理が可能か否かは、堆積土砂の粒径 d の影響が大きく、また排砂効率 ε の影響も比較的大きい。一方、排砂流量の規模を表す r や河床勾配 S の影響は比較的小さい。

一次元河床変動計算によるフラッシング排砂シミュレーションを実施し、改良 RESCON モデルによるフラッシング排砂の可否判定と比較した結果、概ね一致した結果が得られた。これより、改良 RESCON モデルによるフラッシング排砂の可否判定は妥当であると考えられる。

今後の課題は下記のとおりである。

- ・ 一次元河床変動計算結果より、流入土砂量が多く、フラッシング排砂単独では持続的管理が不可能と判定される貯水池条件であっても、「貯水池寿命の延命化」といった観点では相当な効果が得られていることがわかった。このため、フラッシング排砂単独による持続的な貯水池土砂管理が困難なケースであっても、他の堆砂手法を組合せることにより、持続的管理が可能となる可能性があるものと考えられる（例えば、貯砂ダムや土砂掘削等）。
- ・ 各国、各ダムの特性に応じた排砂効率 ε の設定方法および所定の ε を実現するための運用方法の検討
- ・ 排砂実績の収集によるモデルの検証

参考文献

- 1) 財団法人 ダム技術センター：多目的ダムの建設 管理編，pp.147，2005.
- 2) The World Bank: Reservoir Conservation Volume I The RESCON Approach,2003.
- 3) 角哲也，高田康史，井口真生子，中西 義昭：RESCON モデルによるフラッシング排砂のフィジビリティ評価に関する研究，河川技術論文集，No.11，pp.285-290，2005.
- 4) Atkinson, E.: The feasibility of flushing sediment from reservoir , HR Wallingford Report OD137 , 1996.
- 5) 例えば，Morris, G. and Fan, J.: Reservoir Sedimentation Handbook, McGraw-Hill, 1997, pp.10-27
- 6) 角哲也，井口真生子：RESCON モデルを用いたフラッシング排砂の適用性検討について，ダム工学，Vol.15，No.2，pp.92-105，2005.
- 7) 例えば，土木学会：水理公式集，平成 11 年版，pp.159-173，2000.
- 8) Morris, G. and Fan, J.: Reservoir Sedimentation Handbook, McGraw-Hill, 1997, pp.21.1-21.10
- 9) 黒部川ダム排砂評価委員会資料，国土交通省黒部河川事務所
- 10) 角 哲也：ダム貯水池のフラッシング排砂における排砂効率，ダム工学 Vol.10，No.3，pp.211-221，2000.
- 11) 角哲也：水資源の持続的管理のための貯水池土砂管理の推進，水文・水資源学会 2003 年研究発表会要旨集，pp.34-35，2003 .
- 12) Smart G.M. : Sediment transport formulae for steep channel, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, No.3, 1984.
- 13) 例えば，土木学会：水理公式集，平成 11 年版，pp.162，2000.
- 14) (URL 参照) <http://www.dhisoftware.com>

第 5 章 治水利水分離型ダム事業の適用に関する研究

5.1 概 説

現在，我が国のダム事業の主流となるいわゆる“多目的”ダムは，1箇所（箇所）のダムサイトにおいて，治水と利水の目的を同時に達成するダムである．通常，多目的ダム（治水目的＋利水目的）を建設した場合，そのダム貯水池は常時貯留が必要となるため，土砂の堆積が進行し易く，貯水容量を持続的に維持するためには土砂管理対策費が多額となるケースが多い．現に今日では，戦後，我が国において数多く建設された多目的ダムの幾つかで土砂堆積問題が顕在化してきている¹⁾．

このような背景の下，土砂堆積の進行抑制の期待より，河床部に洪水吐きを有し，積極的な土砂排出を目指す治水専用ダム（例えば，島根県：益田川ダムなど）の計画が近年急激に増加している．治水専用ダムは常時の貯留の必要がなく，洪水時にのみ洪水調節を目的とした貯留を行うもので，常時における土砂遮断がないことや流水の滞留がないことから，環境に対しても有利なダム事業として近年注目を浴びている．

また他方では，貯水池への流入土砂量軽減を目的とする排砂バイパスを使用した河道外貯留に近い形式の利水ダム（旭ダム，布引ダムなど）が近年注目を浴びている．これは洪水時において，土砂を多く含んだ水を貯水池内に流入させないようにするもので，洪水時に仮想的に集水面積を小さくしていることに他ならない（上流域での生産土砂を貯水池内に入れない）．

ここで，土砂管理軽減の観点からすれば，従来のように多目的ダムを1箇所に建設する代わりに，治水専用ダムと利水専用ダムを本川と支川にそれぞれ分離して建設することにより，土砂管理費を含むライフサイクルコストを最小限にできる可能性が考えられる（長期的なトータルコストでは分離型が有利となる可能性がある）．著者ら²⁾は両ダム事業をモデル化することにより，分離型ダム事業の可能性について検討している．治水機能と利水機能を分離させるダム事業は従来にはない発想であり，筆者が知る限り，既往の研究事例あるいは既往の提案等も目にしたことがない．よって，我が国において，今後ダム再開発・再編が活発に実施されるであろうことを勘案すると，当検討を実施する意義は非常に大きいといえる．

本章では，これらの得失を明らかにするため，集中型ダム事業（従来の多目的ダム）および分離型ダム事業（治水，利水目的を分離）を対象に，ライフサイクルコストの観点から比較検討を行った．両ダム事業の概要を図5-1に示す．

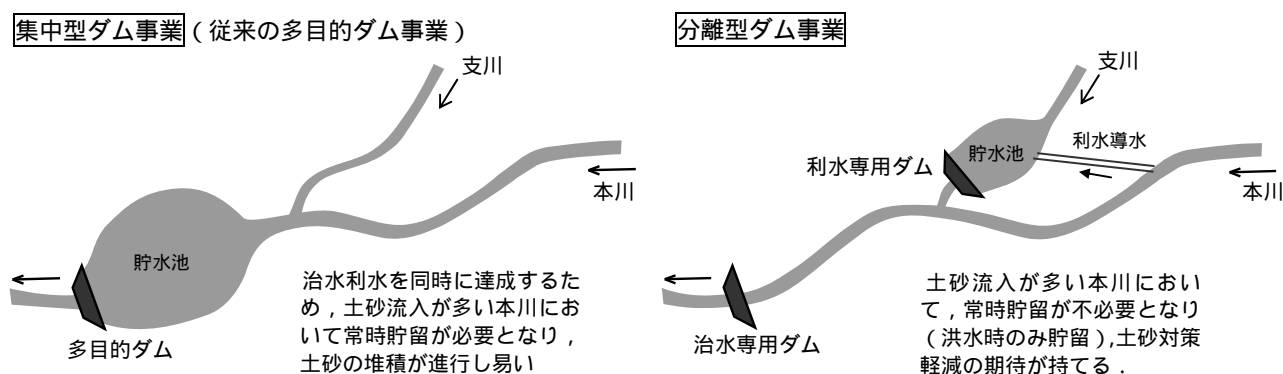


図 5 - 1 両ダム事業の概要

5.2 治水利水分離型ダム事業に関する検討

5.2.1 ダム事業のモデル化

(1) 貯水池形状

図 5 - 2 に示す台形断面の貯水池モデルを考える（第 2 章，第 3 章，第 4 章と同様のモデル）。

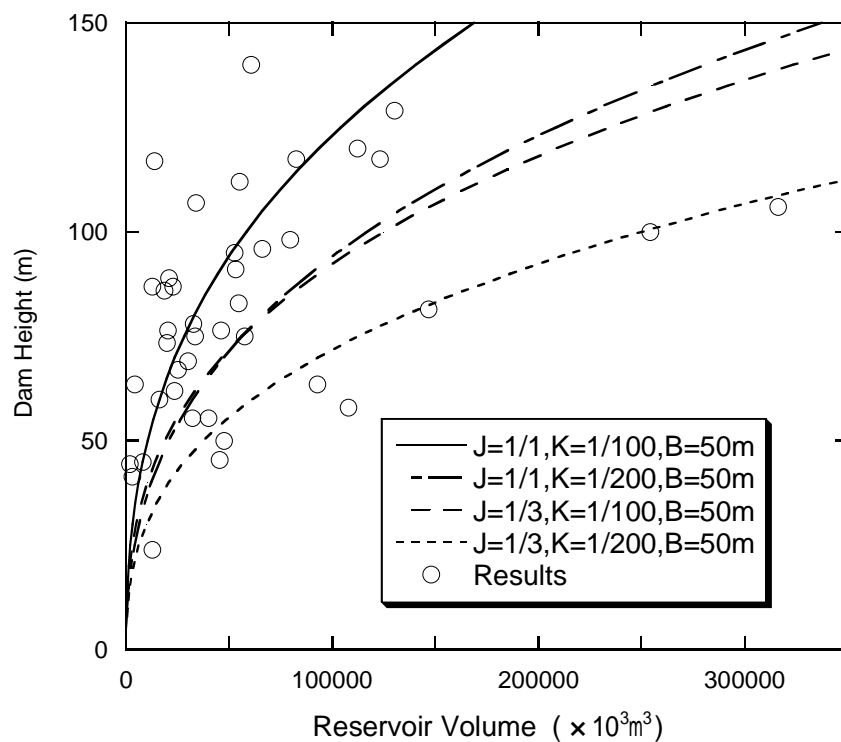
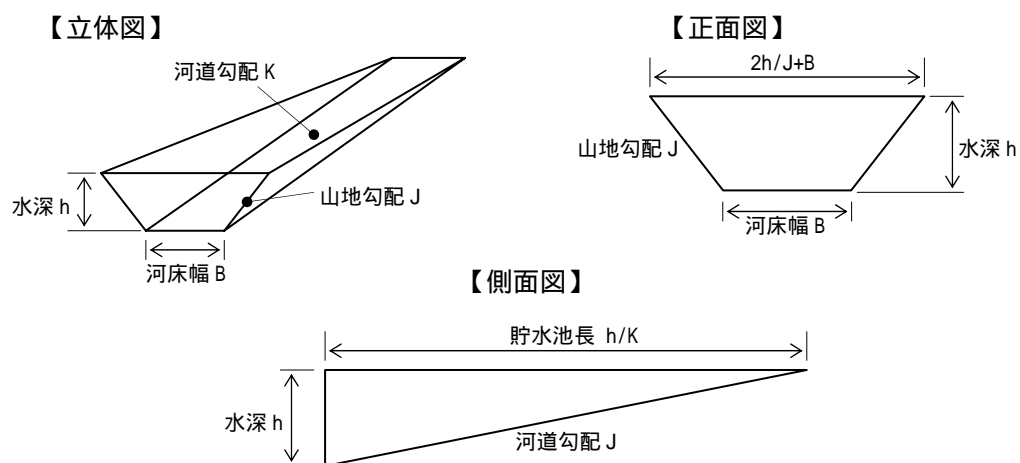


図 5 - 2 貯水池モデル

水深 h (m) , 川幅 B (m) , 山地勾配 J , 河道勾配 K とすると , 同図より ,

$$\text{貯水池容量} \quad V_R = \frac{Bh^2}{2K} + \frac{h^3}{3JK} \quad (5.1)$$

であるから ,

$$\text{湛水面積} \quad A_R = \frac{Bh}{K} + \frac{h^2}{JK} \quad (5.2)$$

となる .

また , 同図には , 我が国の直轄ダムの諸元³⁾と今回のモデルとの比較を示す .

(2) 貯水容量

治水容量を V_F (m³) , 利水容量を V_W (m³) , 堆砂容量を V_S (m³) , 比堆砂量を q_s (m³/km²/年) , 流域面積を A (km²) と表す .

ここで , 通常のダム計画と同様に 100 年分の堆砂量を見込めば , 堆砂容量 V_S は $100q_s A$ となるが , 治水専用ダム (洪水吐きを河床に設置することにより , 排砂が促進される期待が持てる) 等の土砂堆積に対して抑制効果が期待出来るダム形式については , 多目的ダムに対して R_{CS} 倍の堆砂量を見込むものとする ($R_{CS} \geq 1.0$) . つまり堆砂容量 V_S は $100q_s AR_{CS}$ と表せる (多目的ダムは $R_{CS} = 1$) .

$$\text{総貯水容量} \quad V_R = V_F + V_W + 100q_s AR_{CS} \quad (5.3)$$

(3) ダム堤体

本検討では , ダム形式として , 重力式コンクリートダムを想定するものとする . 総貯水容量 V_R (m³) に対する水深 h を ダム高さとし , 堤体積をダム高の 2 次関数と仮定する .

$$\text{堤体積} \quad V_D = (a + bh)h \quad (5.4)$$

(a , b は定数)

我が国の直轄ダムを対象に , ダム高 h と堤体積 V_D の関係を調査した結果 ³⁾を図 5 - 3 に示す . これらによると , 我が国のダムの標準は , $a = -2000$, $b = 100$ 程度であることがわかる .

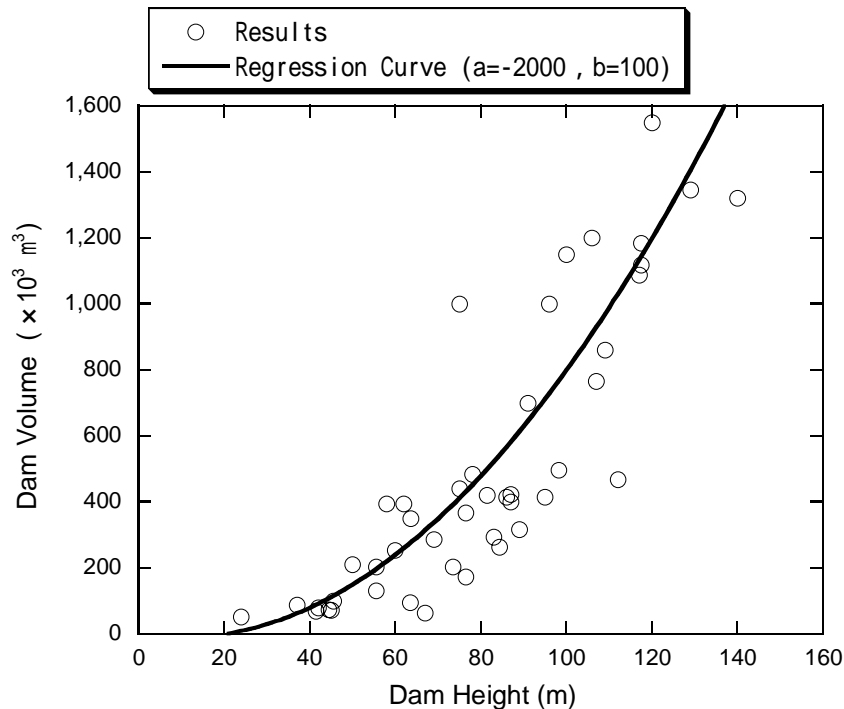


図 5 - 3 我が国のダムのダム高さ と 堤体積 の関係

(4) 初期投資費 (Initial cost)

ダム工事費 (本工事費, 付帯工事費)

ダム本体の工事費として, 堤体コンクリートの単位体積当たりの工事費単価 C_D (円/ m^3) をパラメータとする (ダム工事費は, $C_D V_D$). 我が国の直轄ダムの堤体積 ~ 事業費の関係³⁾ を図 5 - 4 に示す (ただし, 同図の値は総事業費を示すことに留意する必要がある). これらより, C_D の範囲は, 30,000 円/ m^3 ~ 100,000 円/ m^3 程度であると考えられる.

また, 一般的に, 利水専用のダムを建設すると, 多目的ダムに比べ放流設備等が軽減できるため, C_D が割安となる. ここでは, 多目的ダムに対する利水専用ダムの単価の割合を R_{Ci} とする (利水専用ダムの事業費単価 $R_{Ci} C_D$). なお, 文献³⁾によると, 日本のダム全体で考えて, R_{Ci} は約 0.75 程度である.

さらに, 分離型ダム事業の場合には, 導水施設 (本川から利水専用ダムへの導水) が必要となる. ここでは, 導水距離 L_T (m) に対して, 単位長さ当たりの導水トンネル工事費を C_T (円/m) とし, 導水施設費用は $L_T C_T$ とする (揚水を伴う場合のポンプ等の費用はこれに含むものとする). C_T の範囲は, トンネル径にもよるが, 実績値より, 500,000 円/m ~ 1,000,000 円/m 程度である.

以上の工事費 (本工事費 + 付帯工事費) の 30% を間接経費として算定する (文献⁴⁾ 参照).

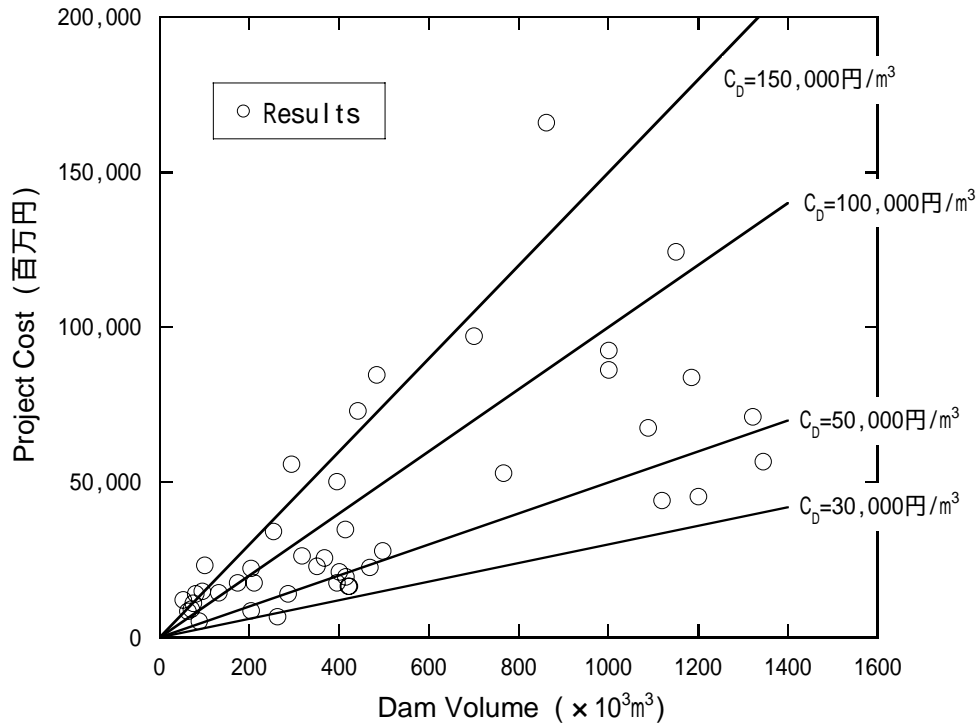


図 5 - 4 堤体積～事業費関係

水没補償費（家屋補償費，用地費）

ダム貯水池内の 1km^2 当たりの水没家屋数を N_H (戸/ km^2)，家屋一戸当たりの補償費を C_H (円/戸)，また， 1m^2 当たりの用地費 C_L (円/ m^2)とする．任意の水没面積 A_R (km^2)に対するトータル水没補償は， $A_R(N_H C_H + 10^6 C_L)$ となる．

また，文献⁴⁾によると，都道府県別家屋 1m^2 当たり評価額は，平成 16 年評価額で，130～170 千円/ m^2 程度である．実績より，ダムサイトにおける標準値としては， $C_H = 30,000,000$ 円/戸， $C_L = 5,000$ 円/ m^2 程度である．

初期投資費（Initial Cost）のまとめ

工事諸費を，本工事費，付帯工事費，用地費，補償費および間接経費の合計の 20%として算定し（文献⁴⁾より），初期投資額（Initial Cost）は次式のとおりとなる．

$$\text{Initial Cost} = 1.2 \left[1.3 \{ C_D (a + bh) h + L_T C_T \} + A_R (N_H C_H + 10^6 C_L) \right] \quad (5.5)$$

(5) 維持管理費 (Running cost)

維持管理費に関する研究成果としては金銅ら⁵⁾がある。当成果を参考とし、維持管理費は、水質保全、土砂管理、管理用設備（放流設備・取水設備、操作・制御設備）、その他（例えば、事務所人件費、定期点検費など）の4項目に分類してモデル化を行った。

土砂管理費

堆積土砂対策としては、掘削・浚渫、排砂バイパス、およびフラッシング排砂等が考えられる。ここでは、従来より一般的な土砂対策手法として実施されてきた、“掘削・浚渫後、ダンプ運搬”を想定する。大矢ら⁶⁾によると、運搬距離 T_L (km) に対する単位体積当たりの土砂処理コスト C_S (円/m³) は、次式のとおりに表せる。

$$C_S = p \cdot T_L + q \quad (5.6)$$

ここに、 p ：運搬距離に対する単位体積当たりの処理コスト増加の傾き、 q ：運搬距離がゼロの場合における処理コスト（ $C_S \sim T_L$ グラフにおける切片）である。なお、大矢らの研究成果によると、 $p = 75$ 円/m³/km、 $q = 3,000$ 円/m³ 程度である。

土砂対策は、ダム完成の N 年後から実施するものとし、 R_{CS}' を生産土砂量に対して土砂対策が必要となる割合とする（前出 R_{CS} とは意味合いが異なる）。これより、対象土砂量は $q_s AR_{CS}'$ となる（治水専用ダムの場合、土砂対策は不要と考えて $R_{CS}' = 0$ ）。

よって、年間の土砂管理費は、ダムの完成 N 年後以降に、年間 $q_s AR_{CS}' (p \cdot T_L + q)$ 発生する。

水質保全費

利水容量に対する単位体積 (m³) 当たりの年間水質保全費（濁水長期化対策費等）を C_{WP} とし、年間水質保全費は $C_{WP} V_W$ となる（常時貯留が必要となる V_W に対して発生）。水質保全の必要性は流入条件（回転率等）によって異なるが、水質保全が必要となる場合の C_{WP} の範囲は 5～10 円/m³/年程度である。

管理設備費

堤体の単位体積当たり (m³) の年間管理設備費を C_{CE} とすると、年間の管理設備費（放流設備の更新や補修等）は、 $C_{CE} (a + bh) h$ となる。 C_{CE} は、300～600 円/m³/年程度である。ここでは、多目的ダムには $C_{CE} = 600$ 円/m³/年、治水専用および利水専用ダムについては $C_{CE} = 400$ 円/m³/年程度を設定する（多目的ダムはゲートを有し、利水専用ダムには大規模なゲートは不要となるため）。

また、機械の更新等を考慮すると、本来、管理設備費はある程度の周期性を有して発生するものと考えられるが、ここでは検討の簡略化のため、毎年平均的に発生するものとする。

その他維持管理費

工事箇所 1 箇所につき、 C_{PE} (円/箇所) の費用が発生するものとする（分離型は 2 箇所必要）。 C_{PE} は、100,000,000 円/箇所/年程度である。

維持管理費のまとめ

以上より，運用開始から発生する維持管理費は以下のとおりである．

$$\text{Running Cost} = \left| q_s AR_{CS}'(p \cdot T_L + q) \right|_{N\text{年以降}} + C_{WP} V_W + C_{CE} (a + bh)h + C_{PE} \quad (5.7)$$

(6) トータルコスト (Total cost)

ある必要貯水池容量に対する T 年経過時のトータルコストは式(5.8)のとおりである．

なお，現在価値化に用いる割引率は，排砂バイパスの検討時と同様に，山上ら⁷⁾の成果より 2%とする．

$$\begin{aligned} \text{Total cost} = & 1.2 \left[1.3 \{ C_D (a + bh)h + L_T C_T \} + A_R (N_H C_H + 10^6 C_L) \right] \\ & + \sum_{t=1}^T \left[\frac{\left| q_s AR_{CS}'(p \cdot T_L + q) \right|_{N\text{年以降}} + C_{WP} V_W + C_{CE} (a + bh)h + C_{PE}}{(1 + 0.02)^t} \right] \end{aligned} \quad (5.8)$$

5.2.2 検討条件

(1) CAP/MAS（貯水池寿命）を用いた整理

ここでは，第3章および第4章と同様に，「CAP/MAR～CAP/MAS 図」を使用して，治水利水分離型ダム事業の適当性を検討するものとする．

集中型事業のCAP/MASは次式のとおりとなる．

$$\frac{CAP}{MAS} = \frac{\text{総貯水容量}}{\text{年間流入土砂量}} = \frac{V_F + V_W + 100q_s A}{q_s A} \quad (5.9)$$

ここで，上式より， V_F と V_W が一定であれば，検討パラメータとしてCAP/MASに着目することは，年間土砂流入量 $q_s A$ に着目することと同等であり（但し q_s と A の組合せは無数にある）， $q_s A$ に応じて，一意的に貯水容量（トータルコスト）が決定されることがわかる．

よって，集中型ダム事業と分離型ダム事業の比較の際には，集水面積比 R_a として，本川ダム（多目的ダムや治水専用ダム）と支川の治水専用ダムの集水面積比のパラメータを導入する．

(2) 想定するダム事業

前節までのモデル化により，式(5.8)を用いることで，任意のダム計画諸元に対して，任意の経過年（ T 年）における事業トータルコストの算出が可能となる．ここでは，我が国における標準的なダム事業として，容量の大きさを変化させた表5-1に示す3ケースのダム事業を想定する．また，土砂管理は，両事業ともにダム完成後50年目から実施するものとする（堆砂容量を100年分と考えて，1/2を経過した時点）．

(3) 検討結果の評価方法

集中型ダム事業と分離型ダム事業のトータルコストの比較には，以下に示す評価項目を用いた．

- a) 集中型ダム事業のコストが分散型ダム事業のコストを追い越すまでの年数 T_o （同価値年数）
- b) 経過年数 1年，100年，200年における両事業のコスト比 C_D/C_C
（ここに， C_D ：分離型事業費， C_C ：集中型事業費）

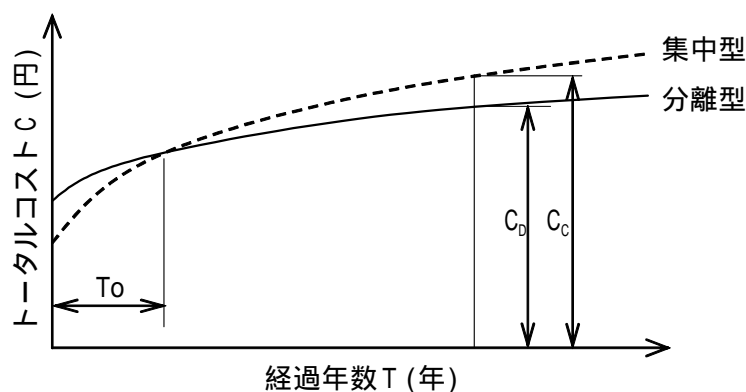


図5-5 評価方法模式図

表 5 - 1(1) 想定するダム事業 Case1

	集中型ダム事業	分離型ダム事業	
		[本川] 治水専用ダム	[支川] 利水専用ダム
治水容量 V_f	5,000,000	5,000,000	0
利水容量 V_i	2,500,000	0	2,500,000
山地勾配 J	1/2	1/2	1/1
河道勾配 K	1/100	1/100	1/50
川幅 B	50	50	30
集水面積割合 R_a	1.0	1.0	0.1
堆砂抑制係数 R_{CS}	1.0	0.3	1.0
堤体積係数 a	-2000	-2000	-2000
堤体積係数 b	100	100	100
ダム堤体単価 C_D	80,000	80,000	80,000
単価割合 R_{Ci}	1.0	1.0	0.75
導水距離 L_T	-	-	3,000
導水施設単価 C_T	-	-	700,000
1km ² 当たりの水没家屋数 N_H	200	200	100
一軒当たりの補償費 C_H	30,000	30,000	30,000
1m ² 当たりの用地費 C_L	5,000	5,000	5,000
土砂対策抑制係数 R_{CS}' (R_{CS} とは異なる)	1.0	0.0	1.0
土砂処理パラメータ p	75	75	75
土砂処理パラメータ q	3000	3000	3000
土砂運搬距離 T_L	40	40	40
水質保全単価 C_{WP}	7	7	7
管理設備単価 C_{CE}	600	400	400
その他維持管理費 C_{PE}	100,000	100,000	100,000

表 5 - 1(2) 想定するダム事業 Case2

	集中型ダム事業	分離型ダム事業	
		[本川] 治水専用ダム	[支川] 利水専用ダム
治水容量 V_f	10,000,000	10,000,000	0
利水容量 V_i	5,000,000	0	5,000,000
山地勾配 J	1/2	1/2	1/1
河道勾配 K	1/100	1/100	1/50
川幅 B	50	50	30
集水面積割合 R_a	1.0	1.0	0.1
堆砂抑制係数 R_{CS}	1.0	0.3	1.0
堤体積係数 a	-2000	-2000	-2000
堤体積係数 b	100	100	100
ダム堤体単価 C_D	80,000	80,000	80,000
単価割合 R_{Ci}	1.0	1.0	0.75
導水距離 L_T	-	-	3,000
導水施設単価 C_T	-	-	700,000
1km ² 当たりの水没家屋数 N_H	200	200	100
一軒当たりの補償費 C_H	30,000	30,000	30,000
1m ² 当たりの用地費 C_L	5,000	5,000	5,000
土砂対策抑制係数 R_{CS}' (R_{CS} とは異なる)	1.0	0.0	1.0
土砂処理パラメータ p	75	75	75
土砂処理パラメータ q	3000	3000	3000
土砂運搬距離 T_L	40	40	40
水質保全単価 C_{WP}	7	7	7
管理設備単価 C_{CE}	600	400	400
その他維持管理費 C_{PE}	100,000	100,000	100,000

表 5 - 1(3) 想定するダム事業 Case3

	集中型ダム事業	分離型ダム事業	
		[本川] 治水専用ダム	[支川] 利水専用ダム
治水容量 V_f	20,000,000	20,000,000	0
利水容量 V_i	10,000,000	0	10,000,000
山地勾配 J	1/2	1/2	1/1
河道勾配 K	1/100	1/100	1/50
川幅 B	50	50	30
集水面積割合 R_a	1.0	1.0	0.1
堆砂抑制係数 R_{CS}	1.0	0.3	1.0
堤体積係数 a	-2000	-2000	-2000
堤体積係数 b	100	100	100
ダム堤体単価 C_D	80,000	80,000	80,000
単価割合 R_{Ci}	1.0	1.0	0.75
導水距離 L_T	-	-	3,000
導水施設単価 C_T	-	-	700,000
1km ² 当たりの水没家屋数 N_H	200	200	100
一軒当たりの補償費 C_H	30,000	30,000	30,000
1m ² 当たりの用地費 C_L	5,000	5,000	5,000
土砂対策抑制係数 R_{CS}' (R_{CS} とは異なる)	1.0	0.0	1.0
土砂処理パラメータ p	75	75	75
土砂処理パラメータ q	3000	3000	3000
土砂運搬距離 T_L	40	40	40
水質保全単価 C_{WP}	7	7	7
管理設備単価 C_{CE}	600	400	400
その他維持管理費 C_{PE}	100,000	100,000	100,000

5.2.3 分離型ダム事業の適用に関する検討

(1) C_D/C_C の経時変化

任意の貯水池寿命 CAP/MAS と経過年 T 年に対する C_D/C_C の値をコンターラインにして図 5 - 6 に示す ($C_D/C_C < 1.0$ の領域で分離型事業が有利となる)。

これによると、貯水池寿命 CAP/MAS が 300 年程度のダム事業であれば、経過年に支配されず集中型事業の方が有利であることがわかる。一方、 $CAP/MAS = 150 \sim 200$ 年程度の範囲に $C_D/C_C = 1.0$ の境界がみられ、貯水容量が大きい方が、分離型ダム事業の方が有利となりやすいことがわかる。

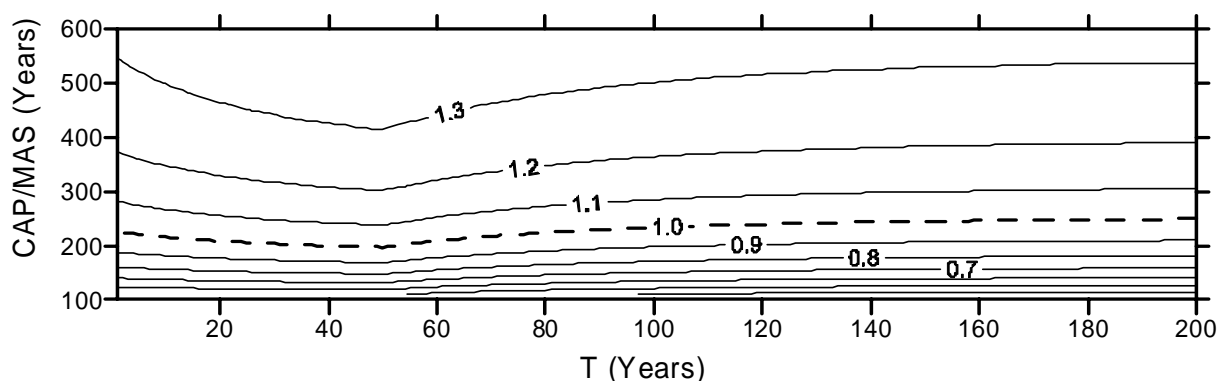


図 5 - 6(1) Case1(貯水容量 7,500 千 m^3) C_D/C_C コンターライン

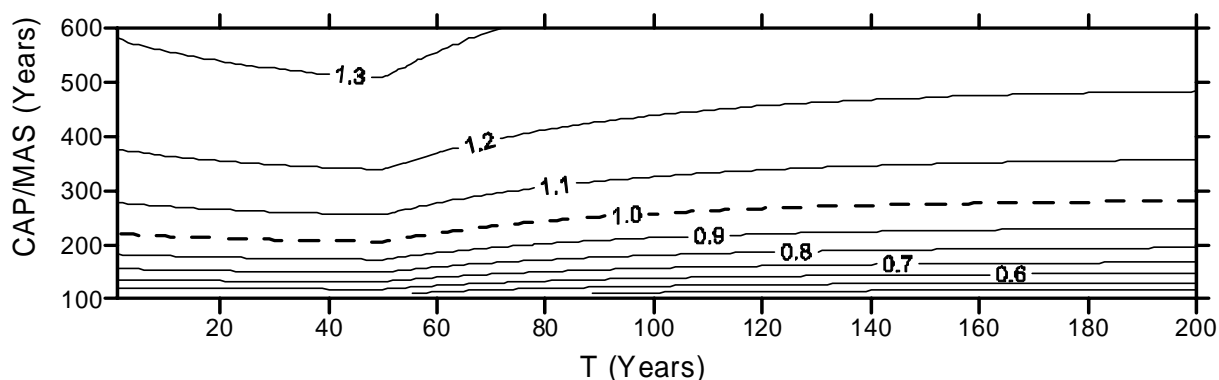


図 5 - 6(2) Case2(貯水容量 15,000 千 m^3) C_D/C_C コンターライン

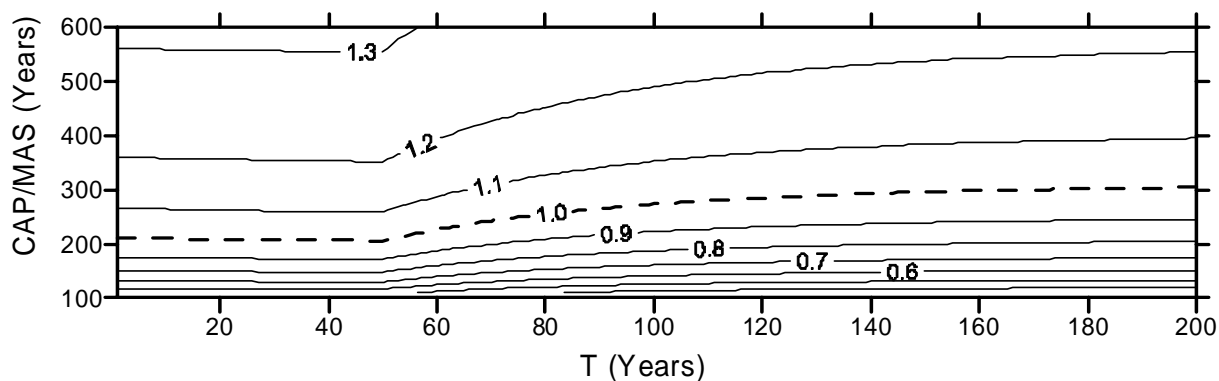


図 5 - 6(3) Case3(貯水容量 30,000 千 m^3) C_D/C_C コンターライン

(2) CAP/MAS と C_D/C_C の関係

図 5 - 6 の $C_D/C_C = 1.0$ の境界を確認するために、 $T=1$ 年、100 年、200 年における CAP/MAS と C_D/C_C の関係で書き換えたものを図 5 - 7 に示す。同図においても、貯水容量が大きい方が、分離型ダム事業の方が有利となりやすいことがわかる。

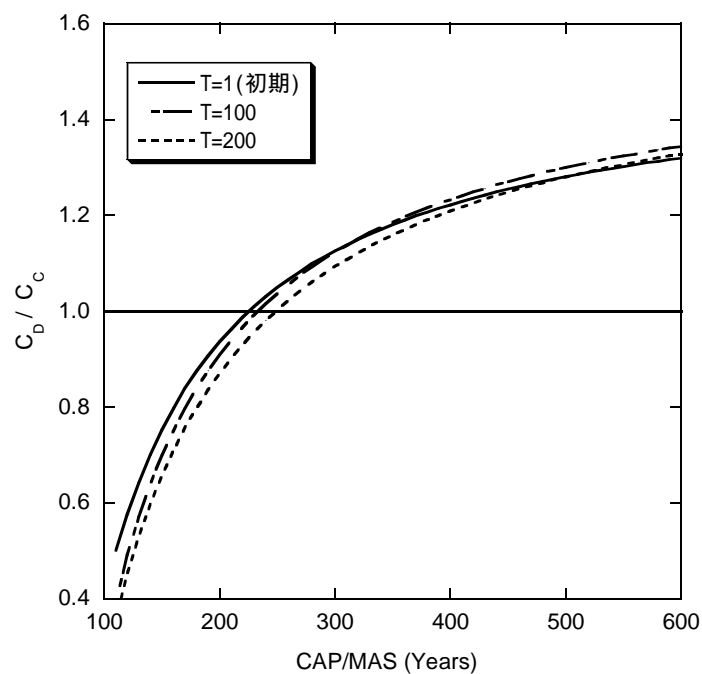


図 5 - 7(1) Case1(貯水容量 7,500 千 m^3) $CAP/MAS \sim C_D/C_C$ の関係

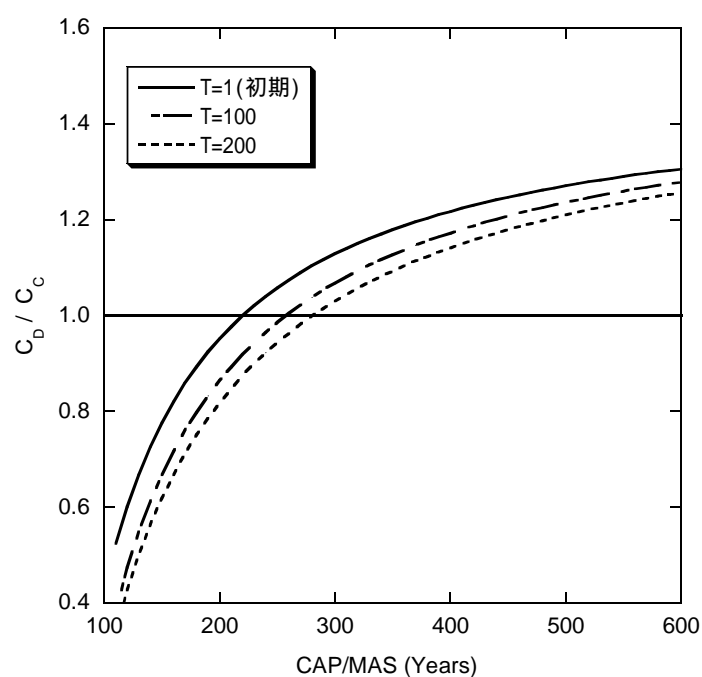


図 5 - 7(2) Case2(貯水容量 15,000 千 m^3) $CAP/MAS \sim C_D/C_C$ の関係

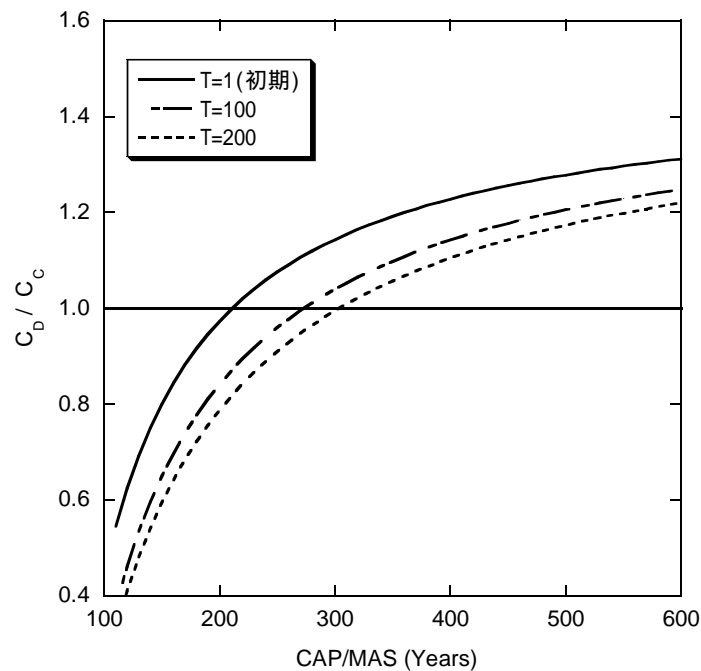


図 5 - 7(3) Case3(貯水容量 30,000 千 m^3) $CAP/MAS \sim C_D / C_C$ の関係

(3) 我が国のダム事業に関する考察

我が国の多目的ダム(直轄・公団・補助ダム 255 ダム)を対象とした $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ プロット図¹⁰⁾に対して、今回の検討で得られた分離型ダム事業がトータルコスト面で有利となる CAP/MAS の境界線を記入した結果を

図 5 - 8 に示す(境界線より下部の範囲が分離型ダム事業の方が有利となる範囲)。

また、我が国の多目的ダムのうち、分離型ダム事業として計画する方が有利となる可能性のあるダム事業の数および割合を表 5 - 2 に示す。同表によれば、Case3(貯水容量 30,000 千 m^3 クラスのダム)では、ダム建設後 200 年で約 1/4 の多目的ダムにおいて分離型ダム事業とする方が有利となる結果となった。

表 5 - 2 分離型ダム事業が有利となる個数および割合（既存の 255 ダムを対象）

		完成直後	100 年後	200 年後
Case1 (7,500 千 m ³)	CAP/MAS	220	230	240
	個数	37	40	43
	%	14.5	15.7	16.9
Case2 (15,000 千 m ³)	CAP/MAS	210	250	280
	個数	32	48	56
	%	12.5	18.8	22.0
Case3 (30,000 千 m ³)	CAP/MAS	210	270	300
	個数	32	55	66
	%	12.5	21.6	25.9

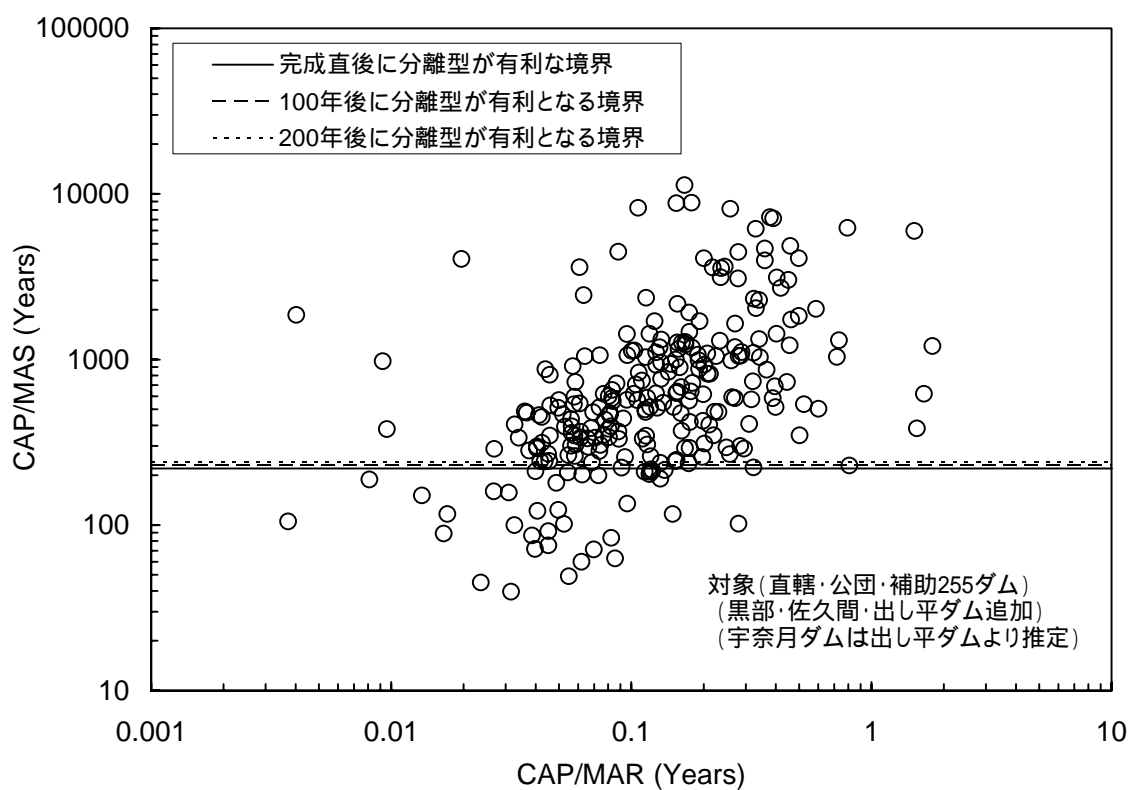


図 5 - 8(1) Case1 (貯水容量 7,500 千 m³) 分離型ダム事業が有利となる境界線

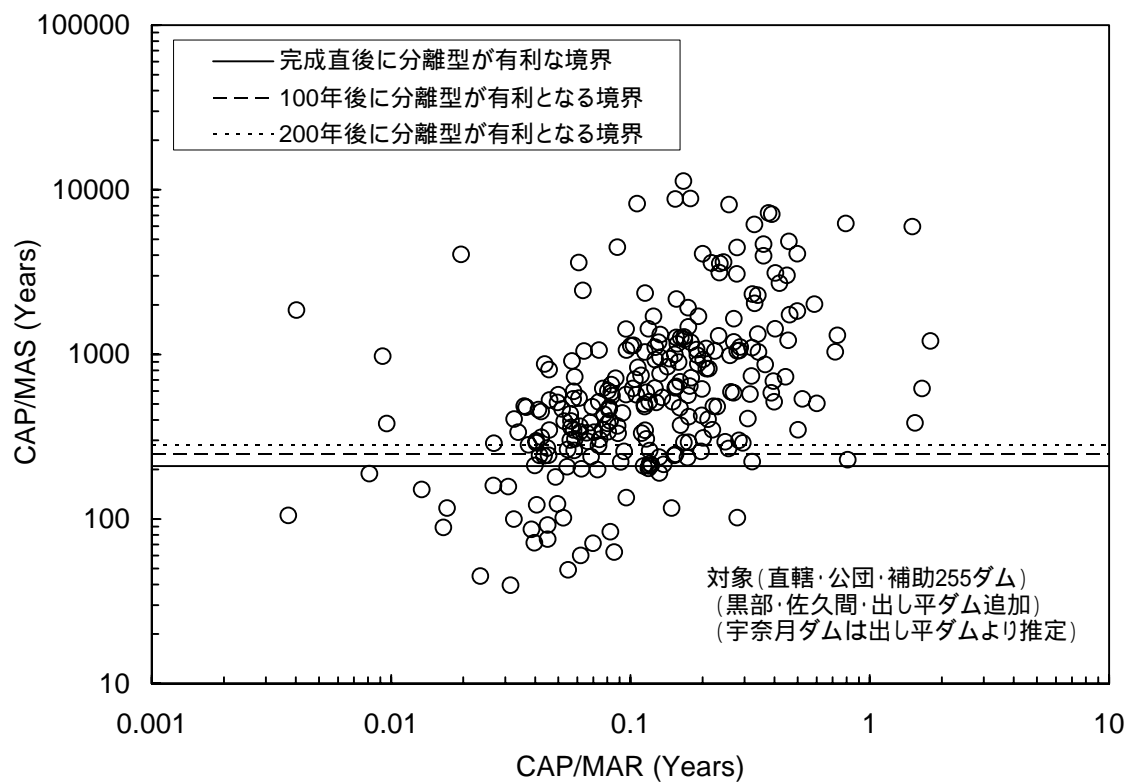


図 5 - 8(2) Case2 (貯水容量 15,000 千 m³) 分離型ダム事業が有利となる境界線

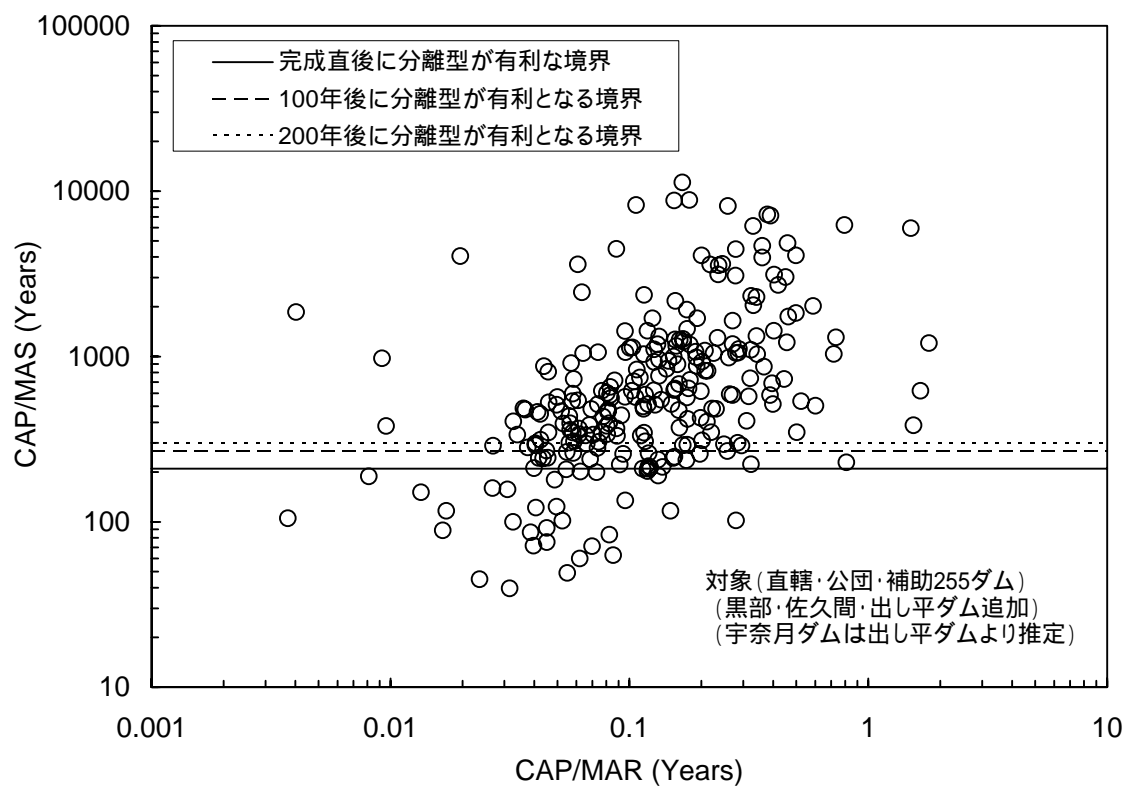


図 5 - 8(3) Case3 (貯水容量 30,000 千 m³) 分離型ダム事業が有利となる境界線

5.3 結語

本章では、土砂管理の軽減を目的とした治水利水分離型ダム事業の可能性を検討すべく、集中型ダム事業（従来の多目的ダム）および分離型ダム事業（治水、利水目的を分離）を対象に、ライフサイクルコストの観点より両者の得失について比較検討を行った。本章で得られた知見は以下のとおりである。

ダム事業のモデル化により、治水利水分離型ダム事業の方が、従来の多目的ダム事業よりも有利となる条件範囲が、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図（ CAP ：総貯水容量， MAR ：平均年間流入量， MAS ：平均年間土砂流入量）上で明示できることがわかった（治水利水分離型ダム事業とする方が有利となる条件範囲）。

上記の結果、貯水容量が大きい方が治水利水分離型事業にする効果大きい。

貯水容量が 30,000 千 m^3 クラスの多目的ダムでは、ダム建設後 200 年の時点で、約 1/4 の多目的ダムにおいて治水利水分離型ダム事業とする方が有利となる。

我が国の多目的ダムにおいて、ダム建設後 100 年の時点で、治水利水分離型ダム事業が有利となる割合は 15～20%程度である。この結果は、今後、我が国において多目的ダム事業を計画する際には、分離型ダム事業も視野に入れた検討がなされるべきであることを示唆している。また、今後、既設ダムの再編成を検討する場合においても、治水ダムと利水ダムの目的を分離した事業も検討に値するものと考えられる（例えば、現在の多目的ダムの治水専用ダム化＋支川での新設利水ダム設置）。

今後の課題は下記のとおりである。

- ・ 本研究では、土砂管理手法として、一般的な“掘削・浚渫後にダンプ運搬”を想定したが、近年土砂管理手法として様々な方策が提案されており、場合によっては、今回想定した一般的な手法よりも安価に実施できる可能性がある。
- ・ 今後は、技術的観点からの、「土砂管理手法として何を採用するか」と、経済的観点からの「ライフサイクルコストとして有利となるか」の両面より、時には、「ダム事業のあり方」にまで立ち戻って、流域全体としての土砂管理手法を選定するような検討が必要となるものと考えられる。

参考文献

-
- 1) 角哲也：水資源の持続的管理のための貯水池土砂管理の推進，水文・水資源学会 2003 年研究発表会要旨集，pp.34-35，2003.
 - 2) 角哲也，高田康史，岡野眞久：土砂管理の軽減を目的とした治水利水分離型ダム事業のライフサイクルコストに関する研究，河川技術論文集，No.10，pp.209-214，2004.
 - 3) ダム年鑑 2004.
 - 4) 国土交通省河川局：治水経済調査マニュアル H17 年 4 月
 - 5) 金銅将史，川崎秀明：ダムの維持管理コストとライフサイクルマネジメント，土木技術資料 45-6，pp.46-51，2003.
 - 6) 大矢通弘，角 哲也，嘉門雅史：ダム堆砂リサイクルのコスト分析と PFI による事業化検討，ダム工学 Vol.13，No.2，pp.90-106，2003.
 - 7) 山上裕也，松下博通，佐川康貴，上村祐二：ライフサイクルコスト（LCC）試算で用いられる割引率に関する検討，土木学会第 58 回年学術講演会，pp.61-62，2004.

第 6 章 我が国のダム計画・管理への適用に関する研究

6.1 概 説

今回、検討対象とした土砂管理手法は、いずれも現在本格導入が進められている段階である。よって、これら発展段階における土砂管理手法に対し、客観的かつ定量的な土砂管理手法選択ツールを立案することは、効率的な土砂管理やスムーズな事業進捗の観点のみならず、社会的コンセンサスの面でも非常に重要なテーマである。

前章までは、それぞれ個々の土砂管理技術について検討を実施してきたが、本章では、新規ダム計画に伴う土砂管理手法選定、ならびに土砂問題を抱える既設ダムを再編したり、再開発したりする場合の土砂管理手法の選定を想定し、各手法の適用性を複合的な視点より整理し、合理的な土砂管理手法の意志決定ツールを立案することを目的とする。また、それらに加え、それぞれの土砂管理手法の組合せによる土砂管理の可能性についても論じるものとする。

なお、本論文の検討対象の土砂管理手法のうち、「密度流排出」に関しては他の手法と異なり、“洪水時に流入してくる微細粒土砂を対象に、如何に効率良く下流に排出できるか（如何に捕捉率を低くできるか）”が主眼となるため¹⁾、いわば“プラスアルファ”の堆砂対策であり、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 図」上で明確な適用範囲を示すことができない（洪水時の SS 濃度特性に加え、ダム放流管設置標高やゲート操作等との関連が深い）。このため、本章では、恒久的な土砂管理手法として、「排砂バイパス」、「フラッシング排砂」、「治水利水分離型ダム事業」を検討対象とする。

6.2 貯水池土砂管理のフィージビリティ評価に関する検討

6.2.1 土砂管理手法の選定基準に関する検討

前述したように、各土砂管理手法は、実河川への適用性面で下記に示す特徴を有する。

排砂バイパス

- ・ 貯水池容量の大きさにより、排砂バイパスが有利となる条件は大きく変化しない。
- ・ 現在バイパスが設置されているダムについては、概ね各ダムとも従来の掘削・浚渫よりも排砂バイパスが経済的に有利となる範囲に位置しており、既存ダムも十分なバイパス設置効果が得られているものと考えられる。

フラッシング排砂

- ・ 排砂により貯水池持続的管理が可能か否かは、堆積土砂の粒径 d の影響がかなり大きい。また、排砂効率 ε の影響も比較的大きい。
- ・ 排砂流量の規模を表す定数 r （洪水流量と年平均流量との比）や河床勾配 S の影響は比較的小さい。

治水利水分離型ダム事業

- ・ 貯水容量が大きい方が分離型事業にする効果が大きい。
- ・ 我が国における多目的ダムにおいて、ダム建設 100 年後に分離型ダム事業が有利となる割合は 15～20%程度である。

以上より、貯水池土砂管理手法選定の大きな鍵となるのが、下記の 3 点であると考えられる。

- a) $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 関係
- b) 貯水池の大きさ（貯水容量）
- c) 流入土砂の粒径

ここでは，表 6 - 1 に示すケースにおいて，「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 図」上で，それぞれの土砂管理手法が適用可能な範囲を重ね合わせ，土砂管理手法選定の考察を行う．

また，下表に示すパラメータ以外のパラメータについては，各案で標準的なものを使用（第 3 章～第 5 章参照）するものとし，ダム建設後 100 年後を評価対象とする．

表 6 - 1 土砂管理手法選定 検討対象ケース名

		貯水池容量		
		7,500 千 m^3	15,000 千 m^3	30,000 千 m^3
土砂粒径	0.1mm	CaseD1-V1	CaseD1-V2	CaseD1-V3
	0.5mm	CaseD2-V1	CaseD2-V2	CaseD2-V3
	1.0mm	CaseD3-V1	CaseD3-V2	CaseD3-V3

整理結果を次頁以降に示す．

【粒径 0.1mm のケース】

項 目	値
土砂粒径	0.1mm
貯水池容量	7,500千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

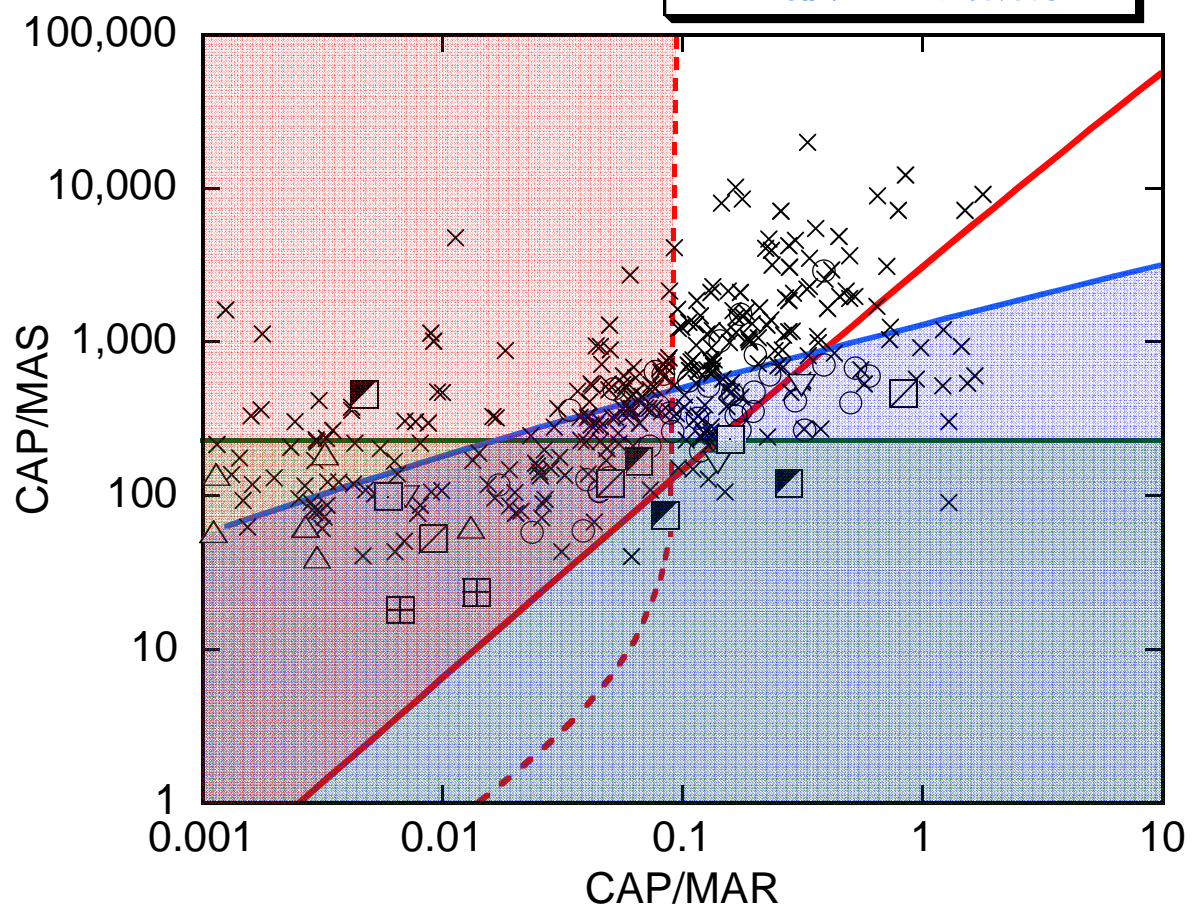
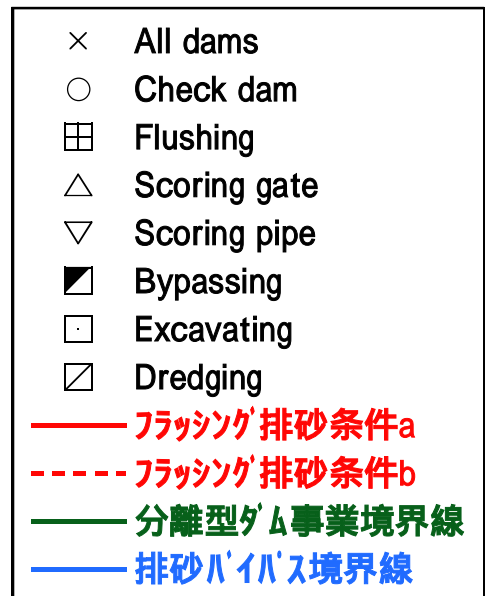


図 6 - 1(1) CaseD1-V1 (粒径 0.1mm , 貯水容量 7,500 千 m³)

項 目	値
土砂粒径	0.1mm
貯水池容量	15,000千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

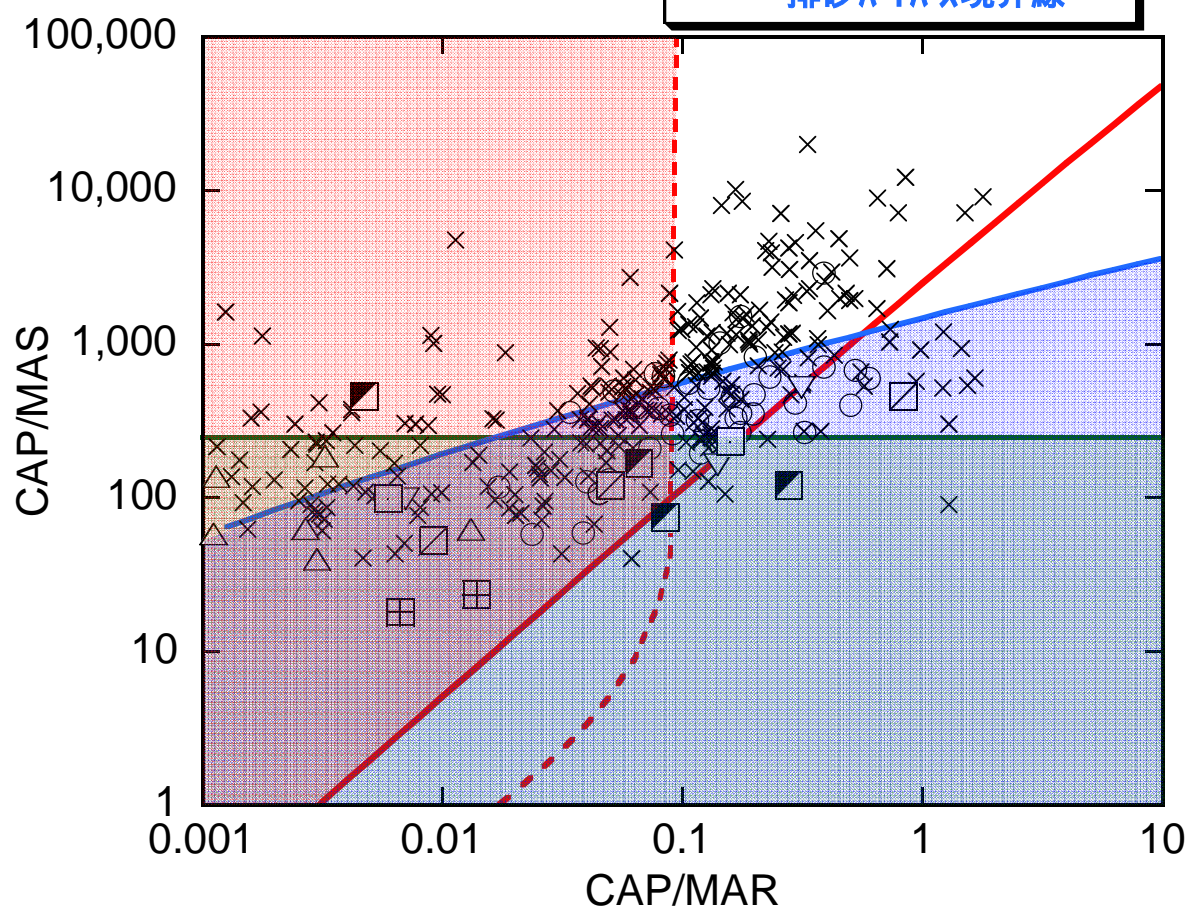
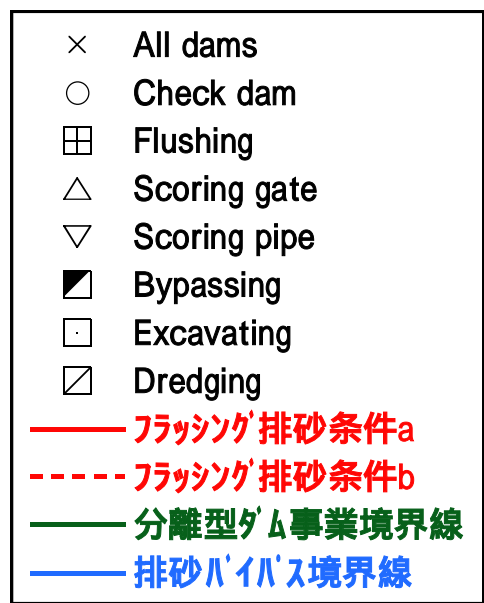


図 6 - 1(2) CaseD1-V2(粒径 0.1mm , 貯水容量 15,000 千 m³)

項 目	値
土砂粒径	0.1mm
貯水池容量	30,000千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

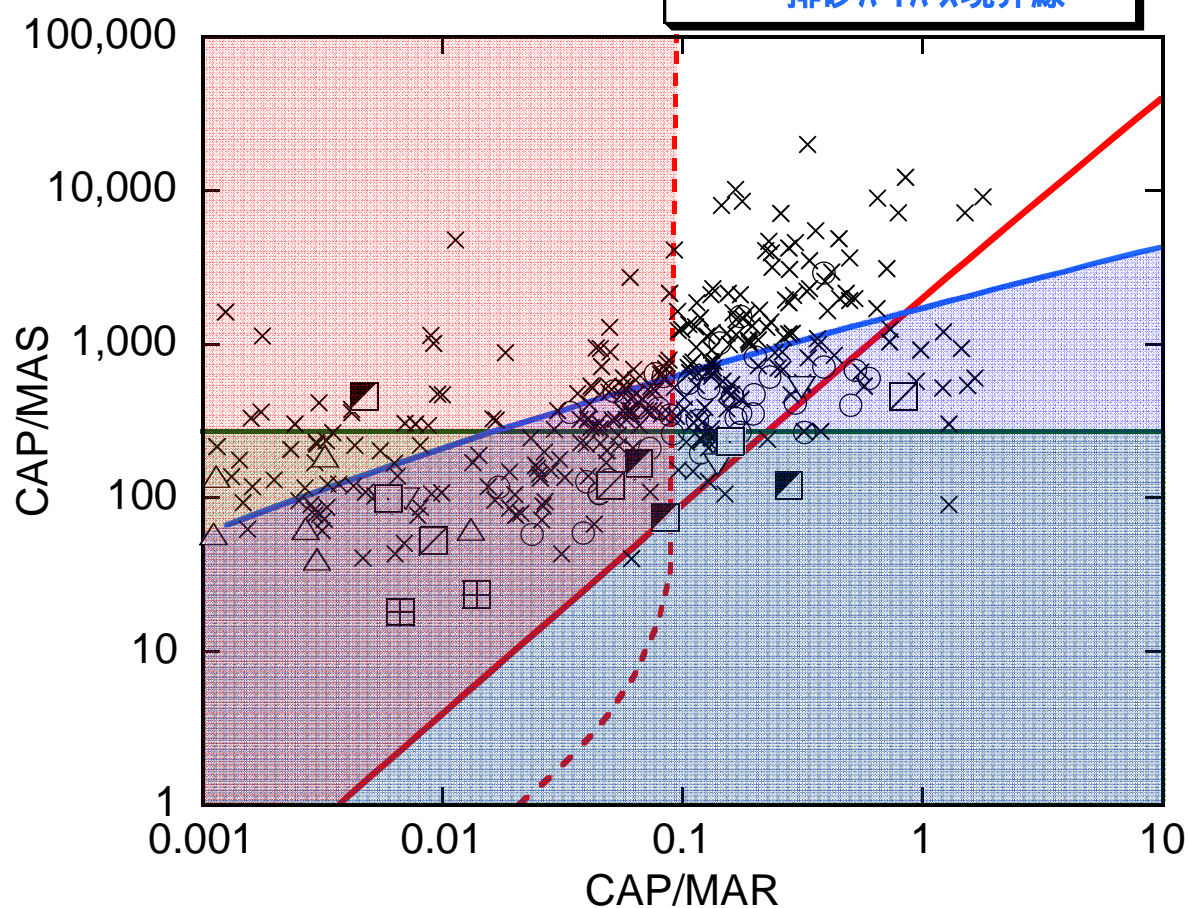
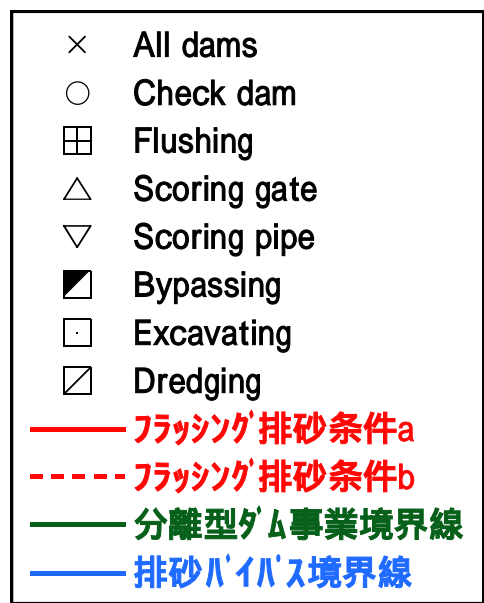


図 6 - 1(3) CaseD1-V3(粒径 0.1mm , 貯水容量 30,000 千 m³)

【粒径 0.5mm のケース】

項 目	値
土砂粒径	0.5mm
貯水池容量	7,500千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

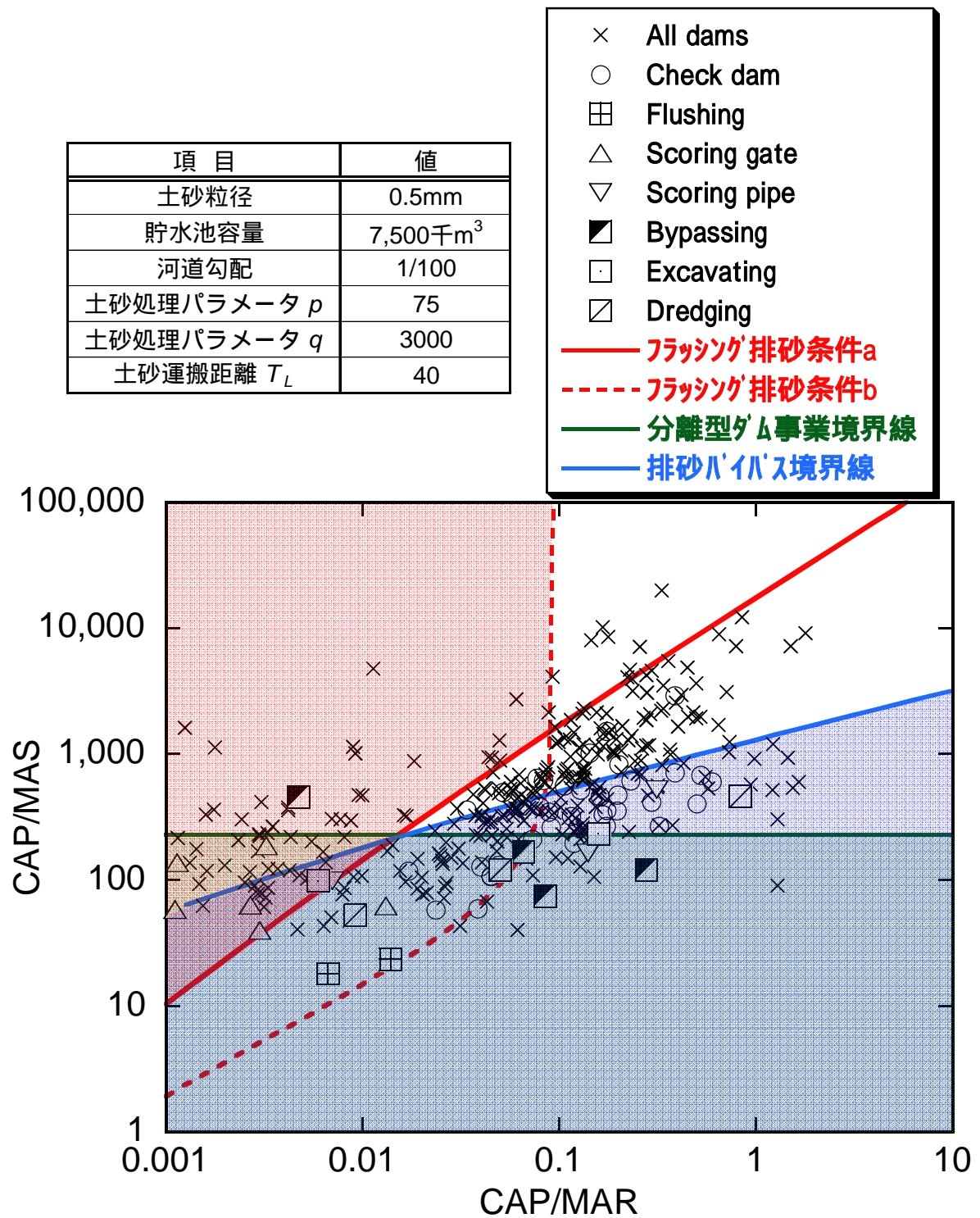


図 6 - 2(1) CaseD2-V1 (粒径 0.5mm , 貯水容量 7,500 千 m³)

項 目	値
土砂粒径	0.5mm
貯水池容量	15,000千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

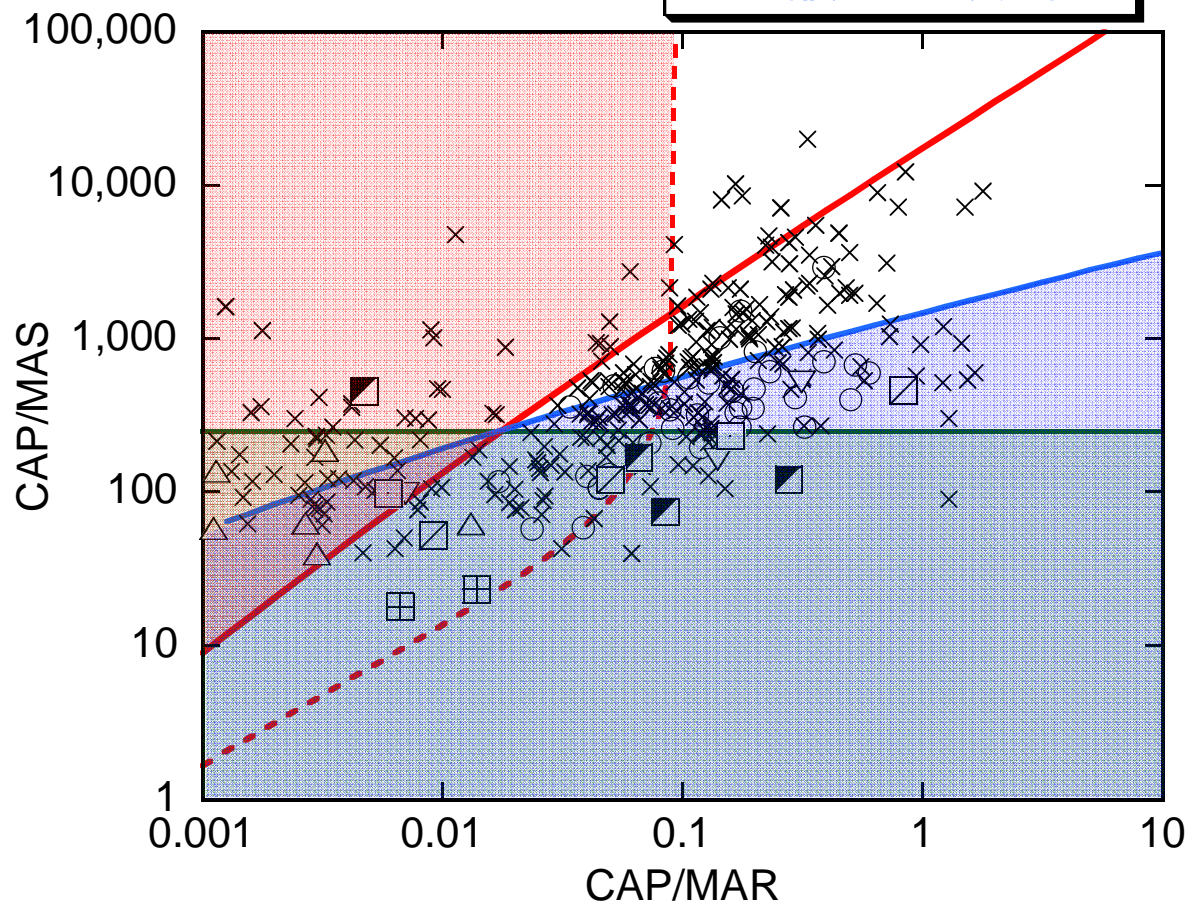
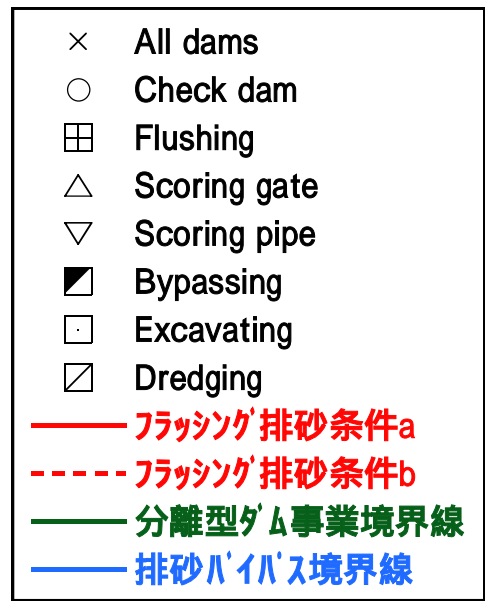


図 6 - 2(2) CaseD2-V2(粒径 0.5mm , 貯水容量 15,000 千 m³)

項 目	値
土砂粒径	0.5mm
貯水池容量	30,000千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

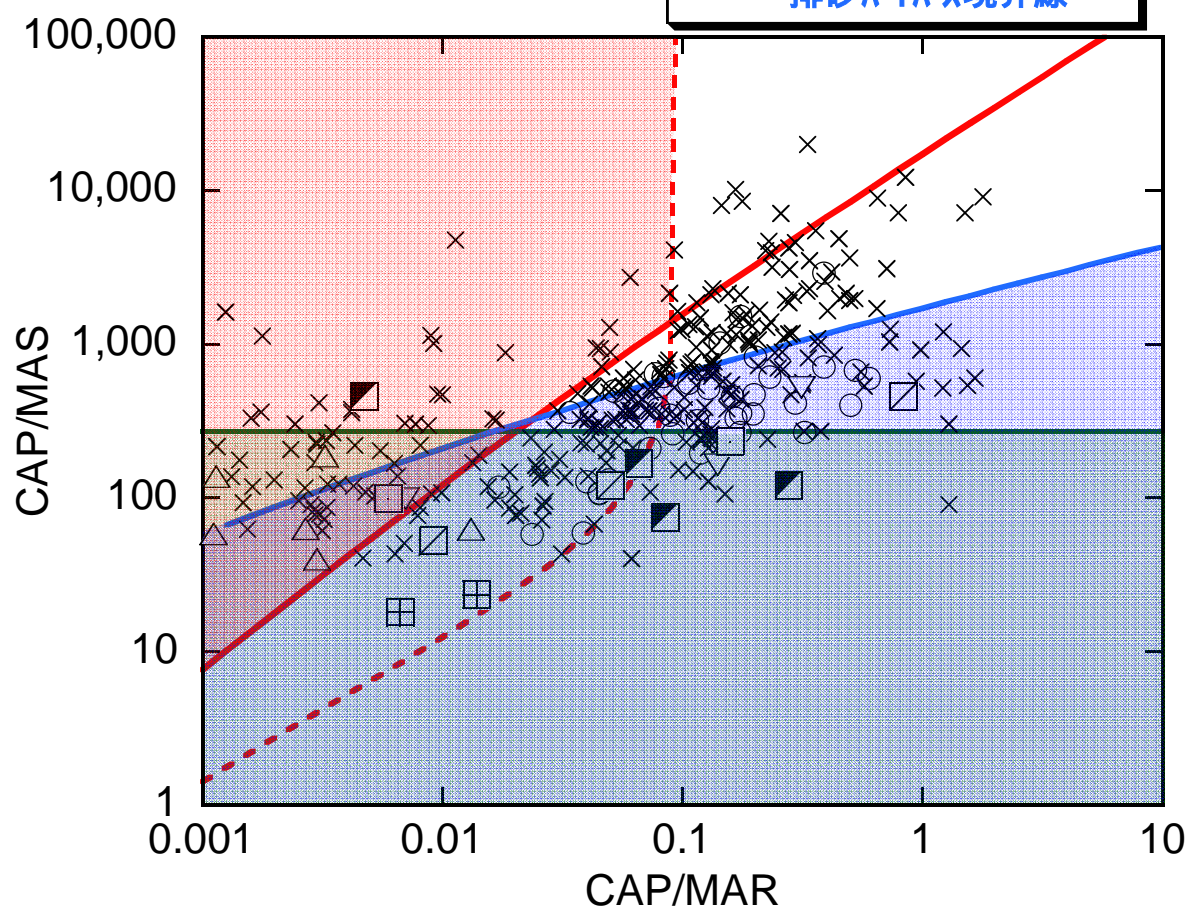
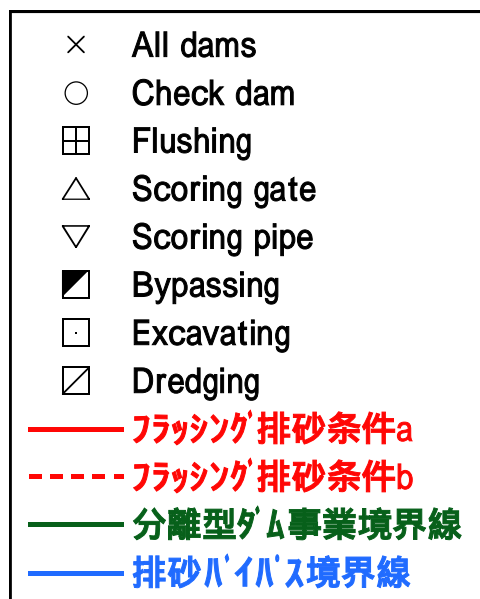


図 6 - 2(3) CaseD2-V3(粒径 0.5mm , 貯水容量 30,000 千 m³)

【粒径 2.0mm のケース】

項 目	値
土砂粒径	2.0mm
貯水池容量	7,500千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

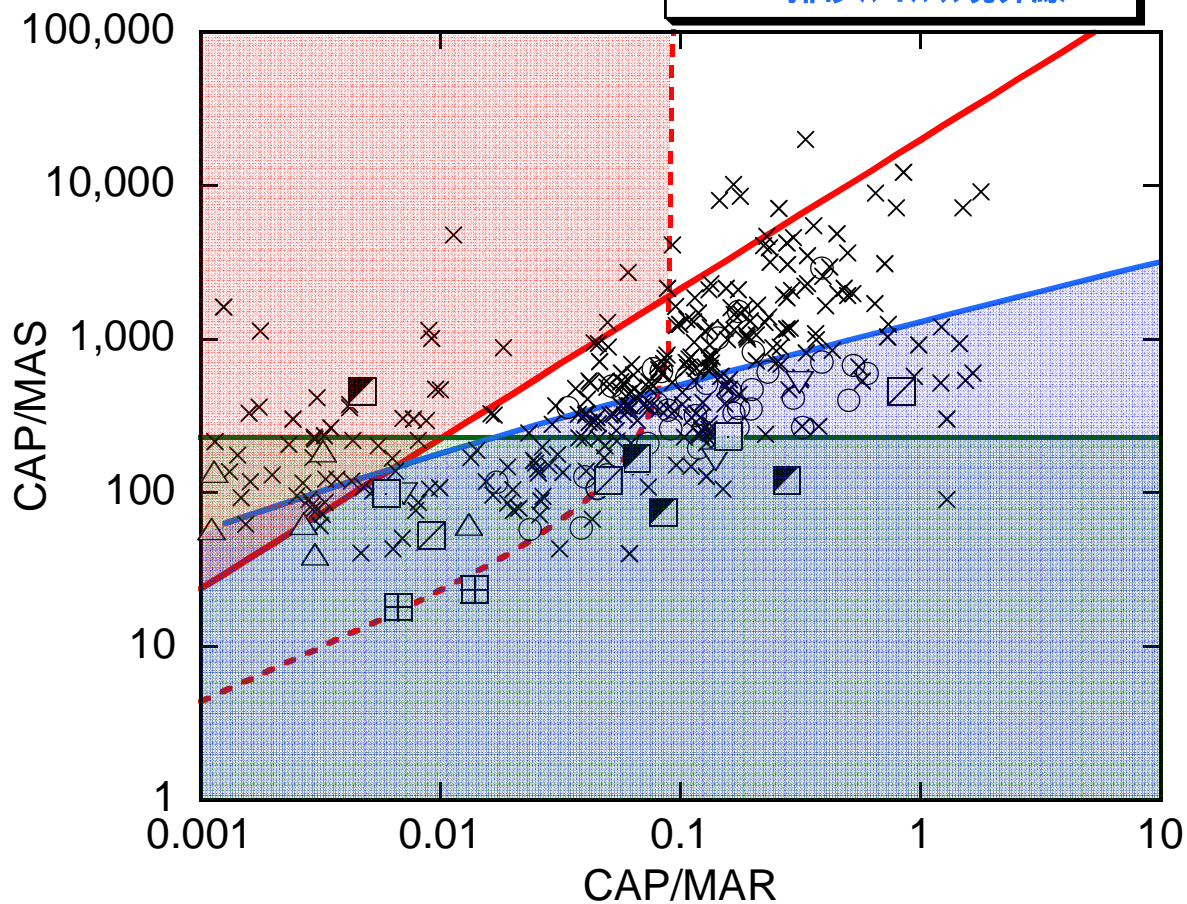
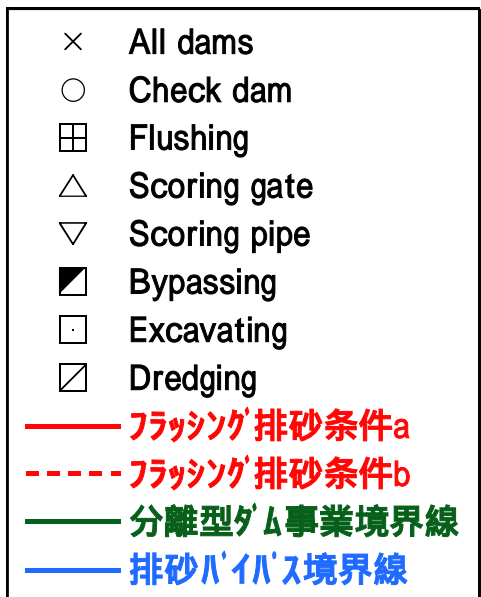


図 6 - 3(1) CaseD3-V1 (粒径 2.0mm , 貯水容量 7,500 千 m³)

項 目	値
土砂粒径	2.0mm
貯水池容量	15,000千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

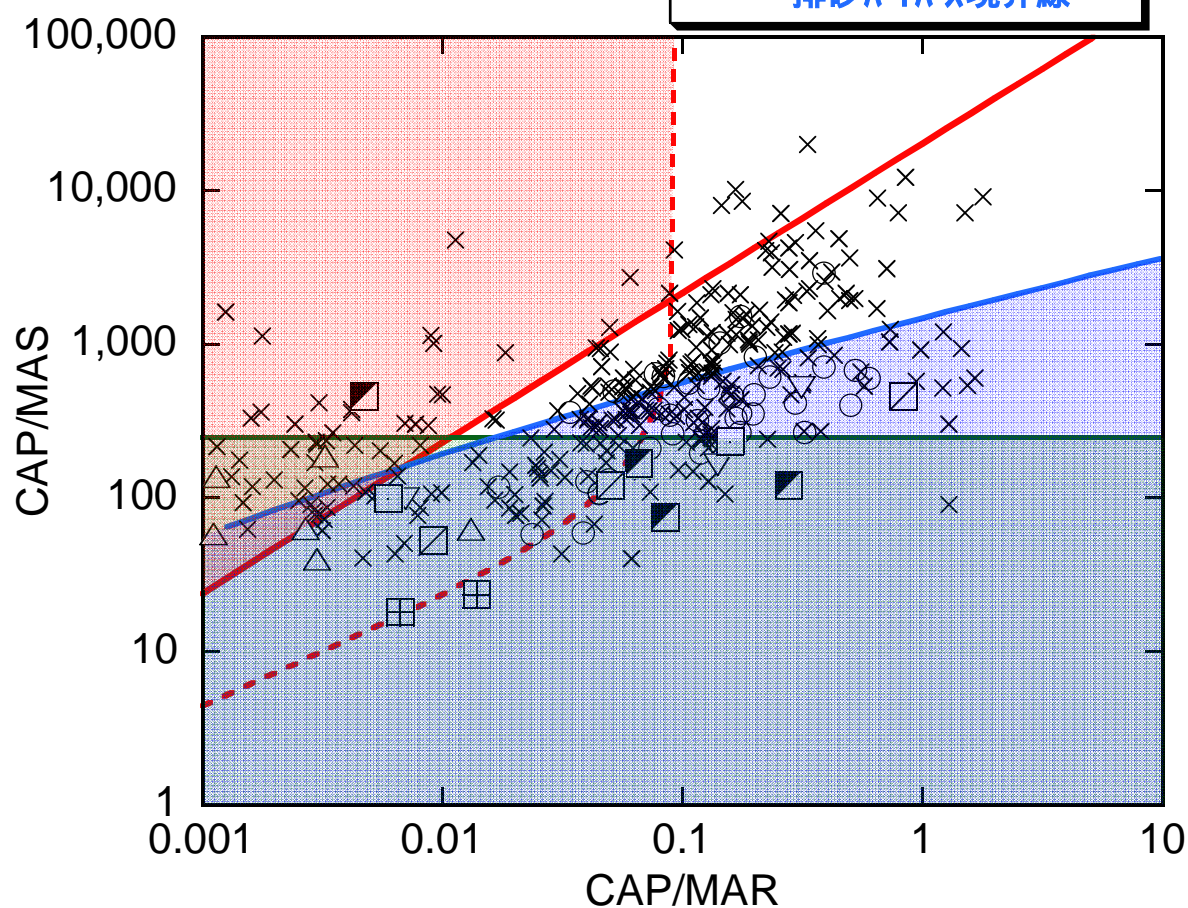
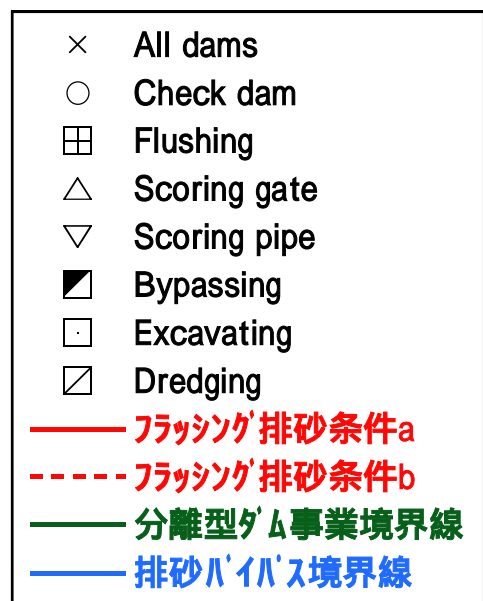


図 6 - 3(2) CaseD3-V2(粒径 2.0mm , 貯水容量 15,000 千 m³)

項 目	値
土砂粒径	2.0mm
貯水池容量	30,000千m ³
河道勾配	1/100
土砂処理パラメータ p	75
土砂処理パラメータ q	3000
土砂運搬距離 T_L	40

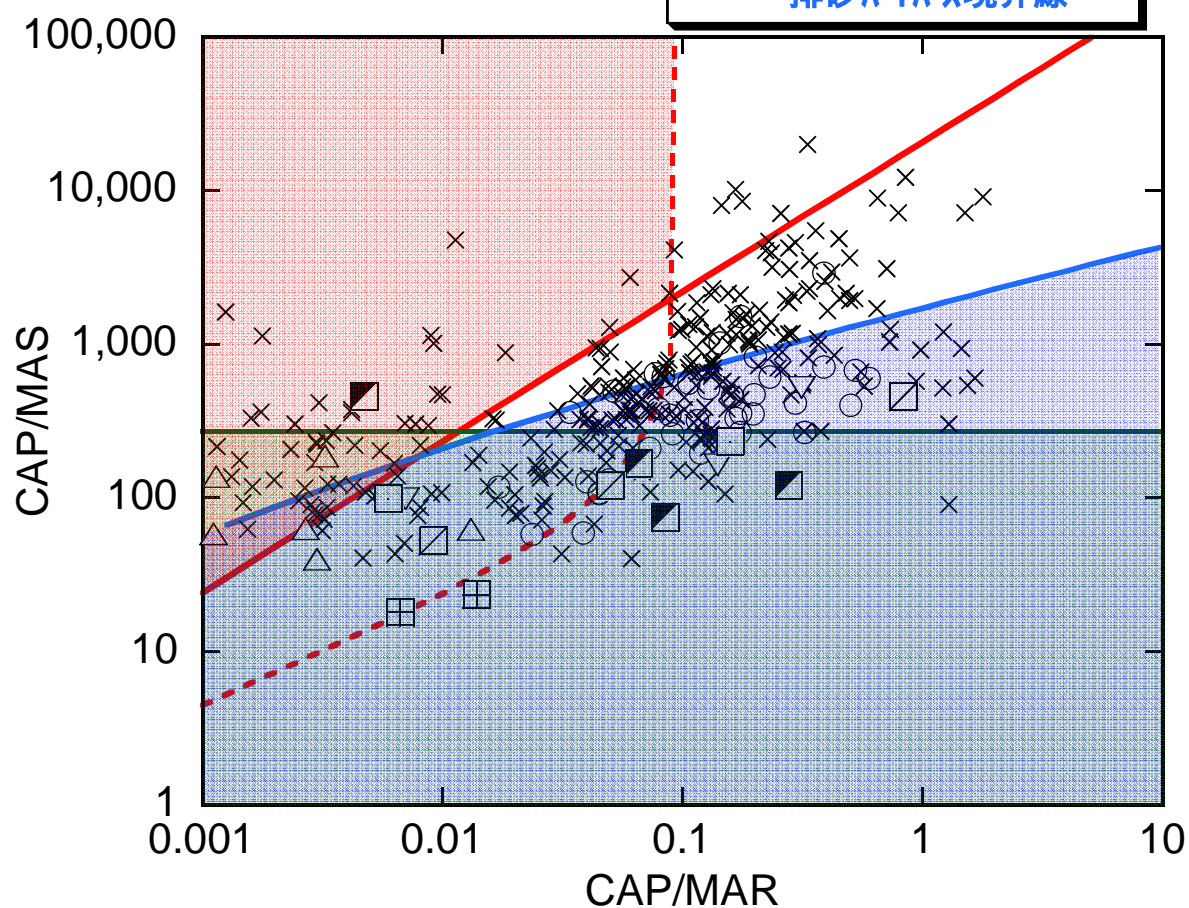
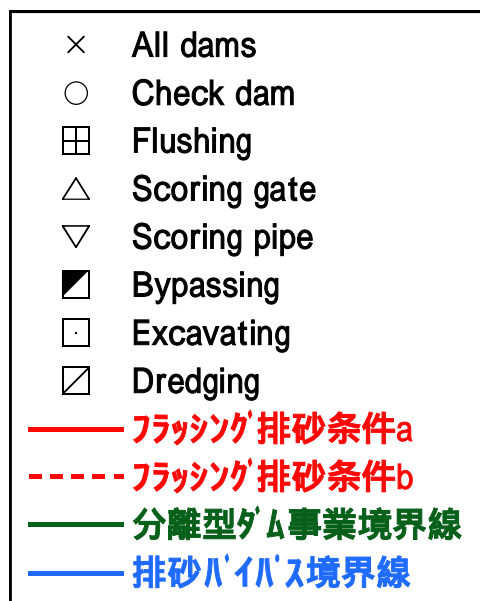


図 6 - 3(3) CaseD3-V3(粒径 2.0mm , 貯水容量 30,000 千 m³)

以上より，下記の点が考察できる．

- a) 「排砂バイパス」, 「フラッシング排砂」, 「治水利水分離型ダム事業」のうち，最も適用範囲が狭い（適用条件が限られる）のが，フラッシング排砂である．しかしながら，フラッシング排砂は他の２手法と比べ，経済的に大幅に有利なため（排砂ゲートを設置するのみ），フラッシング排砂の適用範囲に位置する貯水池については，フラッシング排砂を優先的に実施すべきである．
- b) フラッシング排砂の成功の可否は粒径に大きく依存する．
- c) 「フラッシング排砂」と「治水利水分離型ダム事業」は適用範囲が近く，実際の土砂管理メニュー選定の際には，貯水池地形や周辺地形を考慮しながら（「周辺地形が排砂バイパスに適するショートカットできるような地形か」or「支川に利水専用ダムが建設できるようなサイトがあるか」等），選定することが重要である．
- d) いずれの恒久的土砂管理手法も適さない範囲（図中空白の範囲）については，従来のように，「貯砂ダム」や「掘削・浚渫」による土砂管理を実施することが望ましい．但し，いずれの恒久的土砂管理手法も適さない範囲は，貯水池寿命が約 250 年以上の条件であり，水資源確保の観点からは，即座に土砂堆積が問題となることは少ないと考えられる．このため，「流砂系」と「水資源確保」の両面より，土砂管理の要不要についても考慮する必要がある．
- e) 「排砂バイパス」, 「フラッシング排砂」, 「治水利水分離型ダム事業」の３手法のいずれかを採用することにより，概ね我が国のダム貯水池条件を網羅できるものと考えられる．

6.2.2 各土砂管理手法の組合せによる土砂管理に関する考察

前節では、各土砂管理手法単独の適用範囲を検討したが、実際の土砂管理の際には、複数の土砂管理手法を組合せ、効果的な管理を行うことが考えられる。各土砂管理手法を組合せた管理については、簡易的なモデルにより適用範囲を論じることは困難であるが、予測される土砂管理の相乗効果を表 6 - 2 に整理する。

表 6 - 2 土砂管理手法の組合せと予測される相乗効果

組合せ案	予測される相乗効果
排砂バイパス + 密度流排出	流入土砂の粒径に応じ、粗い土砂は排砂バイパスを使用して、細かい土砂は密度流排出で下流に土砂を通過させることにより、機械力を用いることなく、より効果的な土砂管理が行える。
排砂バイパス + 掘削・浚渫	分派堰でバイパスしきれずに、貯水池内に流入した土砂を掘削・浚渫することにより、確実な土砂管理が行える。
フラッシング排砂 + 密度流排出	フラッシング排砂時に微細流土砂を短時間に大量に下流に排出すると、河川環境にインパクトを与えてしまうケースがある。洪水時に密度流排出を積極的に実施し、微細粒土砂の貯水池内堆積を最小限に抑えることができれば、フラッシング排砂時の下流へのインパクトも小さくできる。
フラッシング排砂 + 掘削・浚渫 あるいは + 貯砂ダム	流入土砂量が多く、フラッシング排砂単独では貯水池の持続的管理が困難なケースにおいても、「貯水池寿命の延命」の観点ではフラッシング排砂は効果的である(第 4 章参照)。このため、流入土砂量が多い貯水池に対しては、人為的な掘削・浚渫を組合せることにより、掘削・浚渫のみの対策に比較し、管理面および経済面で相当有利となる。
貯砂ダム + 密度流排出	貯砂ダムにより粗い土砂を捕捉し、密度流排出により微細流土砂を排出することにより、効果的な土砂管理が行える。

治水利水分離型ダム事業は、組合せのメリットがない

6.2.3 ダム計画・管理への適用に関する考察

図6-4(1)に新規ダム計画の場合の土砂対策選定フローを、図6-4(2)にダム再開発・再編成の場合の土砂対策選定フローを示す。

(1) 新規ダム計画の場合

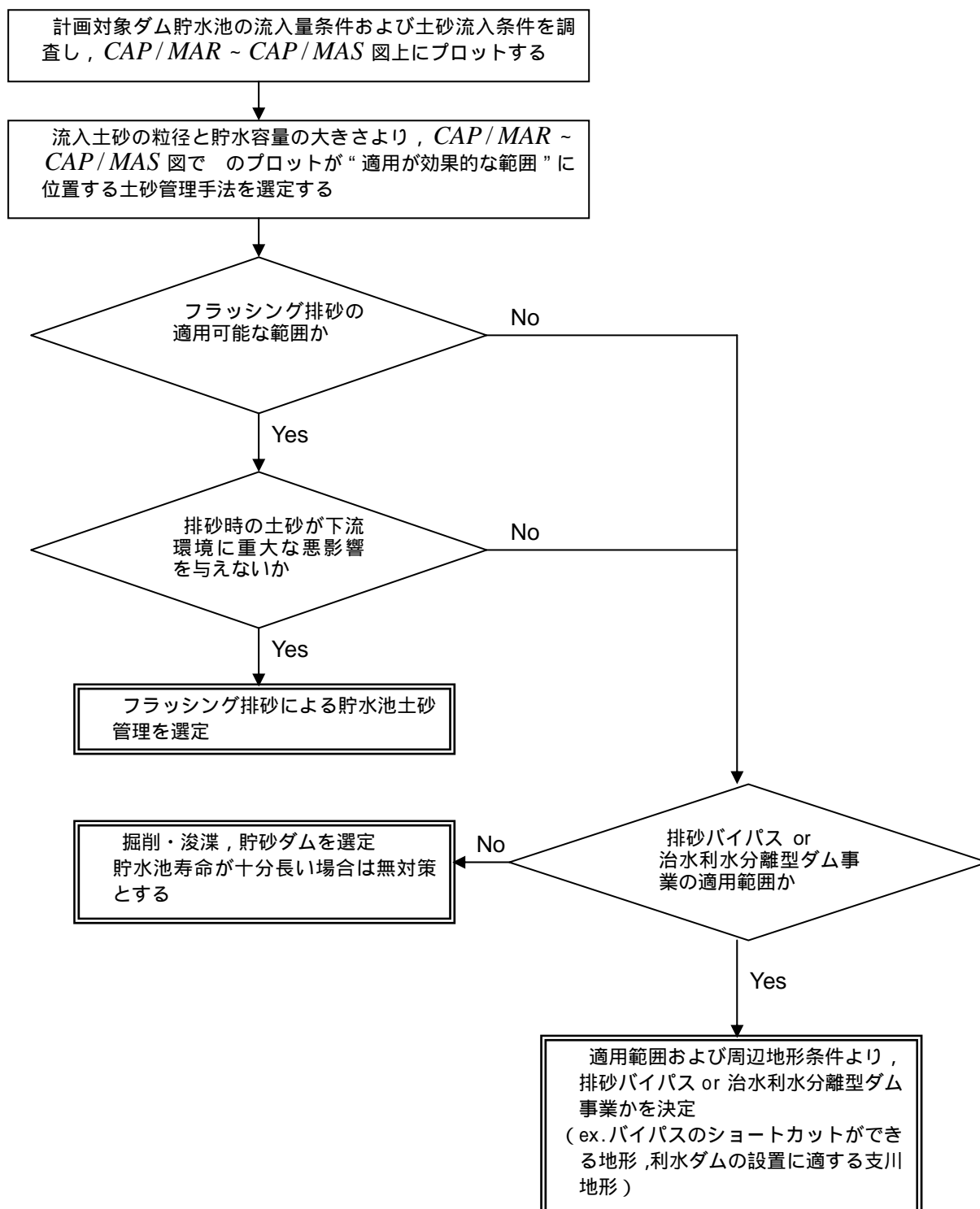


図6-4(1) 新規ダム計画 土砂管理手法選定フロー

(2) ダム再開発・再編成の場合

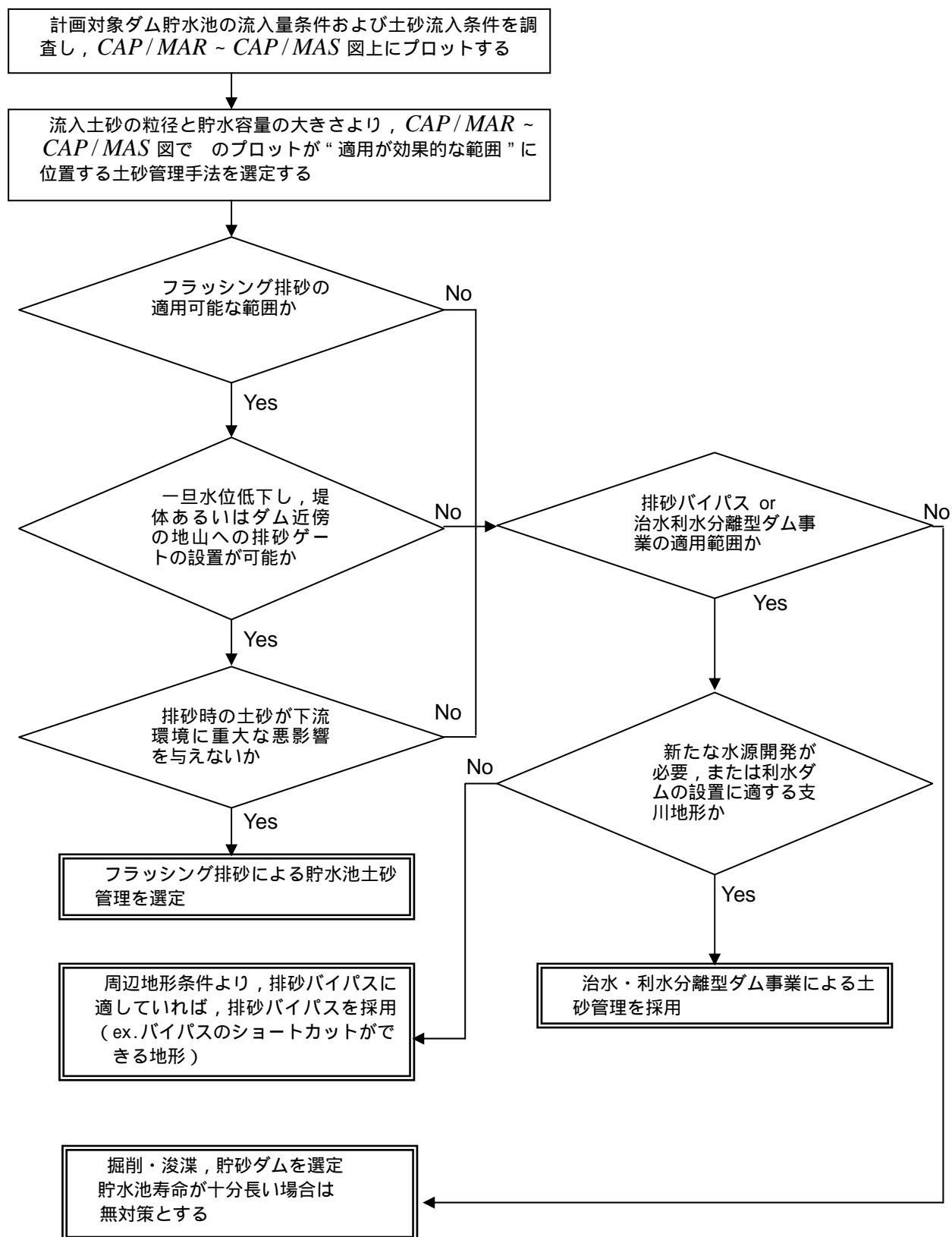


図 6 - 4(2) ダム再開発・再編成の場合

(3) 排砂バイパス設置形態の提案

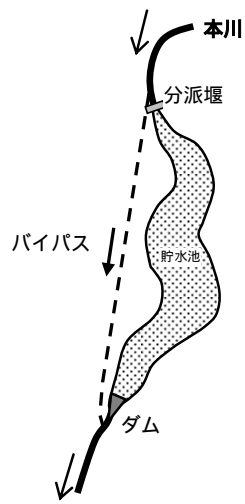
ここでは、今後のダム再開発、ダム再編の際に、貯水池土砂対策の中心になるであろう「排砂バイパス」について、河道線形状に応じた設置形態を提案する。

排砂バイパスは、対象流域の地形や河道線形により、図 6 - 5 に示すような設置形態が考えられる。ここで、(A)と(B)を比較すると、バイパス延長がより短縮されるような(B)の形態の方があらゆる面（経済面、環境面、施工面）で有利である。このように、地質的な制約（地盤がトンネル設置に対して十分な強度を有しない）がない限り、バイパスのショートカットができる貯水池形状の方が現実的である。

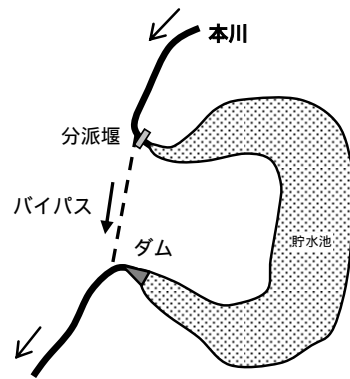
次に、(C)や(D)に関しては、本川と支川を組合せた排砂バイパスの設置案であり、単に本川のみに着目しバイパスルートを決めるのではなく、支川まで取り込んだ形でバイパスの設置を考慮した案である。このように、今後は“流域変更”をも考慮に入れた広域的な視点からバイパスルートを設定することも必要であると考えられる。

(E)については、通常「河道外貯留」と称される形態で、“流入土砂の多い本川において常時貯留を行わない”ことを主眼とした案である。(E)は、本川に治水専用ダムを設置することで、第 5 章にて検討した「治水利水分離型ダム事業」の形態となり、「本川土砂を貯水池に入れずに通過させる」といった観点からすれば、「治水利水分離型ダム事業」も、排砂バイパス形態の一種であると考えられることもできる。本章にて検討した「CAP/MAR～CAP/MAS」図上で、排砂バイパスと治水利水分離型ダム事業の適用範囲が近いのはこのためである。

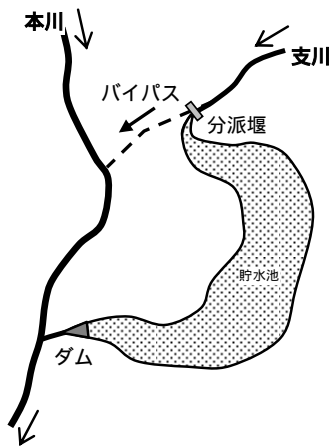
以上より、今後は、柔軟かつ複合的な視点より、流入土砂のバイパス手法（＝貯水池内に土砂が流入しないようにすること）を検討する必要があることがわかる。



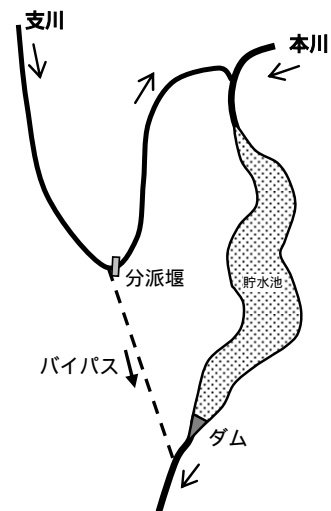
(A)



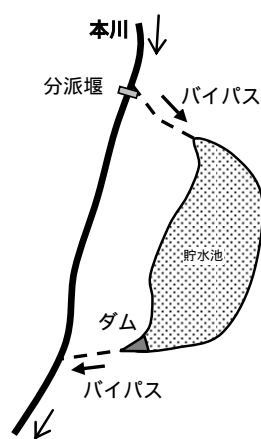
(B)



(C)



(D)



(E)

図 6 - 5 排砂バイパス設置諸例

6.3 結語

本章では、前章までの検討により、明らかとなった各土砂管理手法の適用範囲を用いて、土砂管理手法決定の際の意志決定ツールを立案した。これにより、従来までは、漠然とした判断で実施されていた土砂管理手法の選定が、客観的かつ定量的な判断基準の下、行えることがわかった。

今後は、これらのツールを実際の新規ダム計画の際、あるいはダム再編・ダム再開発計画の際に適用し、その効果の検証を行うとともに、恒久的な土砂管理システムを構築することが望まれる。

なお、特にダム再編・ダム再開発計画は、貯水池の持続的管理を戦略的に実現する絶好の機会であるが、同時に下記のような課題のクリアが重要であり解決方法の具体的提案が求められる。

フラッシング排砂の実現をハード面から具体化させるためには、例えば既設ダム底部への堤体穴あけ技術（工事中に使用した堤内仮排水路の再利用を含む）や堤体脇の地山へのトンネル開削技術と排砂ゲートの設置技術の確立が必須である。

フラッシング排砂や HSRS などの土砂排出技術を新規に導入する場合の下流域を対象とする環境アセスメント技術と影響軽減方策の確立が求められる。

磨耗対策を中心に、排砂バイパストンネルを経済的に建設し管理する方策の確立が重要である。

排砂ゲートや排砂バイパストンネルなどの本格的な再開発工事を、低コストかつ安全に実施するためには、治水・利水にかかわる通常の貯水池運用（使用）を一定期間制限することも検討する必要がある。今後は、貯水池の持続的管理上避けては通れないこのような大規模な工事をより容易に実施できるように、当該ダムが有している必要機能を、他の既存のダム群が一定の工事期間中バックアップする制度（既に「産休ダム＝一定期間任務から開放されてまた復帰する」としてアイデアが提案されており、他の大規模インフラでは飛行場の滑走路では既に制度化されている）の確立が求められる。

参考文献

-
- 1) 例えば，財団法人 ダム技術センター：多目的ダムの建設 管理編，pp.143-144，2005.

第7章 結 論

我が国における貯水池土砂管理は新たな時代に踏み込みつつある「流砂系」のキーワードの下、従来からの貯水池内の浚渫・掘削などの一時避難的な対策ではなく、ダム貯水池に流入する土砂を極力下流に通過させて、恒久的に貯水池内堆砂量を軽減させることを目的とした「如何に土砂を捕捉しないか」を主眼とする抜本的な貯水池内の土砂管理が望まれている。これら恒久的な貯水池土砂対策は、本格導入のため実績を重ねていっている段階であるが、各地で実施されている恒久的な土砂対策手法の選定および対策の要不要は、ともすると漠然としたイメージで選定されてきたといわざるを得ない。本論文では、出来る限り、定量的かつ客観的な判断を主眼とし、新規ダム計画の土砂対策のみならず既存ダムの再編・再開発計画の際に必要な土砂対策も対象に、適切な土砂対策手法を選定するための評価ツールを構築することを目的とした研究を行い、その成果をとりまとめた。本論文は、第1章の序論および本章（第7章）の結論以外5章で構成されており、今後有力な対策メニューとなるであろう土砂対策手法が各章に対応するようにとりまとめた。第2章では密度流排出、第3章では排砂バイパス、第4章ではフラッシング排砂、第5章では治水利水分離型ダム事業（多目的ダムの治水専用ダム化と利水ダム新設）を取り扱う。

まず、第2章では、洪水時において貯水池に流入してくる濁水（微細粒土砂）の制御手法ならびに細流土砂の捕捉を低減させるための方策（効率的な排出方法）に関して検討を行った。本章では、流下方向と鉛直方向の濁水流動を対象とした鉛直2次元濁水シミュレーション（移流拡散シミュレーション）を実施することにより、密度流排出に大きな影響を与えるパラメータを究明するとともに、その結果を踏まえた密度流排出の可能性について検討を行った。また、得られた結果の検証として、実際のダム貯水池（天竜川水系：小浜ダム）においてもケーススタディを実施し、密度流排出の可能性について検討を行った。さらに、密度流排出の際に、重要なパラメータとなる放流管設置標高に関しては、我が国のダムを対象に設置標高を調査整理し、放流管設置高さの下限値を考察した。

この結果、捕捉率に与える影響が比較的大きなパラメータとして、河床勾配、洪水規模、SS粒径、SS濃度、放流管設置標高などであり、この中でも、“生起頻度”、“人為的に操作が可能”等の「密度流制御」の観点から特に重要視すべきパラメータは、貯水池回転率（洪水時の水位調節による回転率）および放流管設置標高であることがわかった。また、放流管設置標高については、低標高に設置するほど土砂捕捉が低減する結果となっており、可能な限り放流管を低標高に設置することが望ましいと考えられ、我が国の実績ダムによると、放流管設置標高の下限値の目安としては、サーチャージ水位から60m程度下、かつ計画堆砂位から20m程度下であることがわかった。さらに、洪水時の回転率が1.0以上となるような比較的大規模な洪水の場合には、上層～下層密度流の流下形態に分けた流動制御は困難となる一方で、洪水規模が回転率0.5程度の中小洪水の場合には、上層～下層密度流の流下形態に分けた流動制御が重要になることがわかった。

なお、今後の課題は次のとおりである。a) 渦動粘性係数の考慮方法や湖底に堆積した微細粒土砂の巻き上げ・沈降現象の考慮等、シミュレーションモデル自身の技術改良のみならず、洪水時のSS濃度の現地計測結果とシミュレーション結果との比較により、モデル自身の妥当性を検証する必要がある、b) “ダム湖平面形状、洪水継続時間、総貯水容量、流域面積”等と密度流の流下特性の関係を検討する必要がある、c) 洪水時に流入してくる微細粒土砂のみならず、既存ダムに

堆積した微細粒土砂の排出方法についても検討（例えば、一度、細流土砂を巻き上げ、濁水の密度流として排出するような手法）を実施する必要がある。

次に、第 3 章では、排砂バイパスの適用が効果的な条件に関する検討を行った。排砂バイパスは、運用時に水位低下を伴わないことからリスクの低い土砂管理手法である。また、設置工事自体も水位を低下することなく、実施することができるため、ダム再開発やダム再編等、既設のダム堤体の際には有利な対策となる。本章では、我が国最古の重力式コンクリートダムである布引ダムに設置されている排砂バイパスに対する設置効果の定量的評価を行うとともに、排砂バイパス事業を簡易的にモデル化することにより、排砂バイパスの対策が従来からの対策手法（掘削・浚渫）よりも経済的に有利となる条件に関して検討を行った。この結果、砂防事業を考慮しない場合で約 25 年程度であった貯水池寿命を約 500 年程度まで延命でき、これに砂防事業の進展を考慮すれば貯水池寿命を約 1,300 年程度まで延命できたものと評価され、布引ダムにおけるバイパスは、建設当初の流入土砂軽減の目的通り十分な効果が得られたことがわかった。なお、生産土砂量の算出において流域地目の経時変化（林相変化など）の考慮、土砂流出ハイドロ波形とダム操作の関係等は、今後の検討課題である。

また、排砂バイパス事業のモデル化により、排砂バイパスによる土砂管理が、従来の掘削・浚渫による土砂管理よりも有利となる条件範囲が、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図（ CAP ：総貯水容量， MAR ：平均年間流入量， MAS ：平均年間土砂流入量）上で明示できることがわかった。同図によると、貯水容量の大きさにより、排砂バイパスが有利となる条件は大きく変化しないことがわかった。なお、現在バイパスが計画されているダム貯水池、あるいは既にバイパスが設置されているダム貯水池については、概ね各貯水池とも排砂バイパスが有利となる範囲に位置しており、今後も十分なバイパス設置効果が期待できることがわかった。

次に、第 4 章では、フラッシング排砂の適用が効果的な条件に関する検討を行った。フラッシング排砂は、ダム貯水池の排砂効率や排砂効果の条件（地形、水文条件）および下流域に対する環境影響の条件（生物や河床材料・形状に対するインパクトが許容範囲内に収まる）さえ整えば、貯水位の運用と排砂ゲートの設置のみで恒久的な土砂管理が行える手法であり、経済面でも非常に効率的な対策となる可能性を有している。フラッシングを検討するモデルとして RESCON モデルを使用した。RESCON モデルとは、1999 年 12 月に世界銀行が貯水池の持続的管理の実現可能性の評価を政策レベルで検討するツールとしてスタートさせた RESCON (REServoir CONservation) プロジェクトに採用されているもので、本研究では、この評価ツールの一部であるフラッシング排砂評価モデルを検討対象とした。しかし、同フラッシングモデルの定数等は、中国の貯水池における実測値から決定されたものであるため、オリジナルの RESCON モデルをそのまま我が国に適用することは不適當である（排砂量が過大に算出されてしまう）ことが確認された。そこで本研究では、オリジナルの RESCON モデルについて、我が国の貯水池条件にも適用可能なように改良を行った。この結果、オリジナルの RESCON モデルを改良することで、我が国のダム貯水池に対する RESCON モデルの適用性が向上するとともに、改良 RESCON モデルにより、フラッシング排砂が従来の掘削・浚渫による土砂管理よりも有利となる条件範囲が、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図（ CAP ：総貯水容量， MAR ：平均年間流入量， MAS ：平均年間土砂流入量）上で明示できることがわかった。また、改良モデルによると、フラッシング排砂による貯水池内堆砂の持続的管理が可能か否かは、堆積土砂の粒径 d の影響が大きく、また排砂効率 ε の影響も比較的大きく、

排砂流量の規模を表す r や河床勾配 S の影響は比較的小さいことがわかった。さらに、一次元河床変動計算によるフラッシング排砂シミュレーションを実施し、改良 RESCON モデルによるフラッシング排砂の可否判定と比較した結果、概ね一致した結果が得られた。

なお、今後の課題は次のとおりである。a) フラッシング排砂単独では持続的な貯水池土砂管理が困難なケースであっても、他の堆砂手法を組合せることにより、持続的管理が可能となる可能性があり（例えば、貯砂ダムや土砂掘削等）、このような効果的な組み合わせの検討。b) 各国、各ダムの特性に応じた排砂効率 ε の設定方法および所定の ε を実現するための運用方法の検討。c) 排砂実績の収集によるモデルの検証。

次に、第5章では、治水・利水分離型ダム事業（多目的ダムの治水専用ダム化と利水ダム新設）の適用が効果的な条件の検討を行った。現在、我が国におけるダム事業の主流は“多目的ダム”であり、多目的ダムは1箇所のダムサイトにおいて、治水と利水を同時に達成するダムある。しかし、多目的ダムを建設した場合、そのダム貯水池は常時貯留を行う必要があるため、一般的に土砂を捕捉しやすく堆砂が進行しやすい。そのため、近年では、河床標高に洪水吐きを設置し、積極的な土砂排出を目的とした“治水専用ダム”が注目を浴びている。ここで、土砂管理軽減の観点からすれば、土砂流出量が多い本川には治水専用ダムを設置し、土砂流出量の少ない支川には利水専用ダムを設置し、治水機能と利水機能を分離することで、土砂管理費を含むライフサイクルコストを最小限に抑えることができる可能性がある。また、ダム再編や再開発を対象とすれば、既存の多目的ダムを治水専用ダム化し、利水ダムを新設する事業とすることで、流域内における効率的な治水利水が実現できる可能性がある。ここでは、従来の多目的型ダム事業、および治水・利水分離型ダム事業のそれぞれについて事業をモデル化し、両事業の得失を明らかにするとともに、治水・利水分離型ダム事業の採用が有利となる条件について検討を行った。またこれらの結果を「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図上にプロットし、治水利水分離型ダム事業とする方がライフサイクルコストの面で有利となるダム事業の条件を検討した。

その結果、治水利水分離型ダム事業の方が、従来の多目的ダム事業よりも有利となる条件範囲が、「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図（ CAP ：総貯水容量， MAR ：平均年間流入量， MAS ：平均年間土砂流入量）上で明示できることがわかった（治水利水分離型ダム事業とする方が有利となる条件範囲）。また、貯水容量が30,000千 m^3 クラスの多目的ダムでは、ダム建設後200年の時点で、約1/4の多目的ダムにおいて、治水利水分離型ダム事業とする方が有利となった（貯水容量が大きい方が治水利水分離型事業にする効果が大きい）。さらに、我が国の多目的ダムにおいて、ダム建設後100年の時点で治水利水分離型ダム事業が有利となる割合は15～20%程度である。この結果は、今後、我が国において、多目的ダム事業を計画する際には、分離型ダム事業も視野に入れた検討がなされるべきであることを示唆しているおり、今後、既設ダムの再編成を検討する場合においても、治水ダムと利水ダムの目的を分離した事業も検討に値することがわかった。

なお、今後の課題は次のとおりである。a) 本研究では、土砂管理手法として、一般的な“掘削・浚渫後にダンプ運搬”を想定したが、近年土砂管理手法として様々な方策が提案されており、場合によっては、今回想定した一般的な手法よりも安価に実施できる可能性がある。b) 今後は、技術的観点からの「土砂管理手法として何を採用するか」と、経済的観点からの「ライフサイクルコストとして有利となるか」の両面より、時には、「ダム事業のあり方」にまで立ち戻って、流域全体としての土砂管理手法を選定するような検討が必要となるものと考えられる。

以上の検討成果を基本とし、第 6 章は、本研究で対象とした恒久的貯水池土砂管理手法（排砂バイパス、フラッシング排砂、治水利水分離型ダム事業）について、我が国のダム計画・管理への適用性を複合的な視点より整理し、合理的な土砂管理手法の意志決定ツールを立案することを目的とした。ここでは、新規ダム計画に伴う貯水池の土砂管理手法選定、ならびに土砂問題を抱える既設ダムを再編したり、再開発したりする場合の貯水池土砂管理手法選定を想定し、各手法の適用性を検討した。

ここでは、各貯水池土砂管理手法の適用範囲を図解的に明示し（「 $CAP/MAR \sim CAP/MAS$ 」図上で整理）、各手法適用の定量的な評価が行えるように工夫した。この結果、従来までは、漠然とした判断で実施されていた土砂管理手法の選定が、客観的かつ定量的な判断基準の下、行えることがわかった。今後は、これらのツールを実際の新規ダム計画の際、あるいはダム再編・ダム再開発計画の際に適用し、その効果の検証を行うとともに、恒久的な土砂管理システムを構築することが望まれる。

さらに、本研究で主に対象とした貯水池土砂管理手法の効果的な選択とともに、特に各対策手法の個別課題として、a)フラッシング排砂を実現させるための既設ダム底部への堤体穴あけ技術（工事中に使用した堤内仮排水路の再利用を含む）や堤体脇の地山へのトンネル開削技術と排砂ゲートの設置技術の確立、b)フラッシング排砂や HSRS などの土砂排出技術を新規に導入する場合の下流域を対象とする環境アセスメント技術と影響軽減方策の確立、c)磨耗対策を中心に、排砂バイパストンネルを経済的に建設し管理する方策の確立、を提起した。

また、排砂ゲートや排砂バイパストンネルなどの貯水池の持続的管理上避けては通れない大規模な工事をより容易に実施できるように、当該ダムが有している必要機能を、他の既存のダム群が一定の工事期間中バックアップする制度（既に「産休ダム＝一定期間任務から開放されてまた復帰する」としてアイデアが提案されており、他の大規模インフラでは飛行場の滑走路では既に制度化されている）の確立の重要性について指摘した。

謝 辞

まずは、論文草稿に目を通して頂き、貴重な御指導を賜りました京都大学工学研究科 教授 瀬津家久先生に深く感謝の意を表します。また、本研究を取りまとめるにあたり、終始温かい御激励、御教示を賜りました京都大学工学研究科 教授 田村 武先生に深甚の謝意を表する次第です。著者の指導教官である京都大学工学研究科 助教授 角 哲也先生には、本研究の細部に至るまで終始懇親な御指導を賜りました。本研究を開始した頃、全く未熟者であった筆者に、本研究分野において必要な着眼点や研究の進展方法、あるいは研究に対してあるべき姿勢を御教授頂きました。角先生の研究に対する真摯な姿勢、幅広い視野や知識は、筆者にとって常に目標とするところがあります。心より深甚の謝意を表します。また、無知な著者の議論にも真摯な姿勢で御対応頂き、研究に対する基本的な姿勢を御指導頂いた京都大学工学研究科 助手 小林 俊一先生に深く感謝の意を表する次第です。さらに、田村研究室の同輩および後輩達には、常に良い刺激を与えて頂き、筆者の学位習得への道を築いて頂きました。特に、同研究グループの白音包力皋氏（中国水利水電科学研究院）および井口真生子氏（（株）ハイドロソフト技術研究所）とは、本研究分野において多くの議論を交わし、本論文を完成にまで導いて頂きました。心より御礼申し上げます。

著者が学位習得の機会を得たのは、当時、（株）建設技術研究所 大阪支社 水工部 部長であった荒川昭治氏（現（株）建設技術研究所 大阪本社 技術統括部 部長）の勤めからであります。荒川昭治氏には、著者が（株）建設技術研究所に入社してから今日に至るまで、終始温かい御激励を賜りました。ここに深甚の謝意を表するとともに、御礼申し上げます。また、現（株）建設技術研究所 大阪本社 水工部 部長である生田裕彦氏にも、引き続き温かい目で著者の研究活動を見守って頂きました。ここに御礼申し上げます。さらに、（株）建設技術研究所 大阪本社 水工部の社員の方々からは、業務を通じて、本研究分野に関して様々な御教授を頂きました。ここに、心より感謝の意を表します。

最後に、本研究の完成を陰で支えてくれた妻小絵子と愛猫アロハに、筆者の感謝の気持ちを贈りたい。